

# **AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM DE SOLOS SUSCETÍVEIS À LIQUEFAÇÃO**

**CLÁUDIA SOFIA ALVES CORDEIRO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Orientador: Professora Doutora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

---

Coorientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da  
Fonseca

JANEIRO DE 2018

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus avós

*The future belongs to those who prepare for it today.*

*Malcom X*



## **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho tornou-se possível com o contributo de algumas pessoas que, para além de me acompanharem, apoiaram e contribuíram para a conclusão desta dissertação, com especial destaque:

À Professora Doutora Cristiana Ferreira, por me orientar ao longo do meu trabalho. Por toda a sua disponibilidade, dedicação, apoio, amizade e pela fonte de inspiração que é.

Ao Professor Doutor António Viana da Fonseca, por toda a ajuda, disponibilidade, pelos conselhos dados como coorientador e por me ter dado a oportunidade de conhecer novas realidades, tanto a nível laboratorial como a nível de trabalhos em campo;

À minha colega e acima de tudo amiga Diana Cordeiro, que para além de partilharmos o mesmo apelido, partilhamos também estes últimos meses de trabalho com amizade e espírito de equipa;

A toda a equipa do Laboratório de Geotecnia, em especial à Daniela Coelho e ao Senhor Pinto por toda a paciência que tiveram comigo, pela dedicação e boa disposição proporcionadas. Ao Bruno Delgado, à Catarina Ramos, ao Claver Giovanni e ao Fausto Gómez pela ajuda e companheirismo ao longo deste trabalho;

Às empresas Teixeira Duarte, à Tecno-in e ao Professor Carlos Rodrigues do Instituto Politécnico da Guarda, pela disponibilidade e por me proporcionarem a oportunidade de novos conhecimentos;

A todos os meus amigos e colegas que me acompanharam ao longo do meu percurso académico, em especial ao grupo de Geotecnia de 2017, pelo companheirismo, amizade e pela incansável ajuda;

Ao Gonçalo por todo o apoio, carinho e paciência ao longo destes últimos anos. Pela vontade que tem em que eu vença nos momentos de maior dificuldade;

À minha família por toda a dedicação e amor incondicional, em especial aos meus pais e ao meu irmão, que sem eles não seria o que sou hoje.



## RESUMO

Nas regiões centro e sul de Portugal, existem grandes depósitos granulares aluvionares de elevado risco sísmico que deverão ser cuidadosamente avaliados em termos do seu potencial de liquefação. Desta forma, uma avaliação da suscetibilidade à liquefação torna-se necessária. A avaliação da probabilidade de ocorrência de liquefação poderá ser feita com base em ensaios *in situ* e em ensaios em laboratório sobre solos locais representativos. Contudo, as abordagens da avaliação da suscetibilidade à liquefação em ensaios *in situ* ainda apresentam algumas limitações, principalmente associadas ao carácter semi-empírico da sua interpretação. Deste modo, os estudos propostos nesta dissertação concentrar-se-ão na análise de ensaios laboratoriais sobre amostras desses solos, os quais pressupõem a representatividade das amostras ditas indeformadas a ensaiar, apesar das dificuldades inerentes às técnicas utilizadas em solos não coesivos. Para tal, serão associadas campanhas de amostragem de alta qualidade, com recurso ao amostrador triplo Mazier® e através da implementação pioneira em Portugal da nova técnica de amostragem com o “Gel-Push® sampler”. As amostras de elevada qualidade extraídas *in situ* levadas a cabo por este revolucionador amostrador foram e estão a ser ensaiadas no Laboratório de Geotecnia, LabGeo, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, utilizando equipamentos de elevado desempenho (câmara triaxial para ensaios de corte estático e cíclico com recurso a transdutores piezoelétricos para registo das velocidades por meio de medições das ondas de corte e de compressão ao longo dos ensaios), de modo a avaliar a suscetibilidade à liquefação, assim como identificar alguns dos fatores que controlam o seu comportamento mecânico. Neste trabalho, com recurso aos trabalhos laboratoriais e em campo, será feita uma avaliação preliminar da qualidade das amostras recolhidas pelos diferentes processos de amostragem, por comparação com as condições *in situ*, isto é, intactas, e em condições remoldadas. Esta comparação basear-se-á nas velocidades das ondas sísmicas de corte ou de baixa energia, devidamente normalizadas relativamente ao estado de tensão e de compacidade do solo, ou seja, de acordo com o índice de vazios de cada amostra.

Esta dissertação enquadra-se nas atividades dos projetos de investigação LIQUEFACT (H2020) e LIQ2PROEARTH (FCT), ambos dedicados ao tema da liquefação, sendo os solos portugueses, mais precisamente da região de Vila Franca de Xira e Benavente, alvo de estudo destes mesmos projetos.

**PALAVRAS-CHAVE:** qualidade de amostragem, liquefação, gel-push, ondas S e P, ensaios triaxiais.





## ABSTRACT

Large alluvial granular deposits of high seismic risk can be found in the central and southern regions of Portugal, which should be carefully evaluated in terms of liquefaction potential. Thus, an assessment of susceptibility to liquefaction is necessary, based on *in situ* and laboratory tests on representative soils. However, the approaches to the assessment of liquefaction susceptibility based on *in situ* tests still present some limitations, mainly associated with the semi-empirical nature of its interpretation. For this reason, the studies proposed in this dissertation will focus on the analysis of laboratory tests on samples of those soils, in which the representativeness of the undisturbed samples is assumed, despite the inherent difficulties of sampling these cohesionless soils. To this end, high-quality sampling campaigns using the Mazier® triple sampler and through the pioneering implementation in Portugal of the new sampling technique, the Gel-Push® sampler were associated to this work. The high-quality samples extracted *in situ* using this revolutionary sampler were, and still are, being tested in the Geotechnical Laboratory, LabGeo, of the Faculty of Engineering of the University of Porto, using high performance apparatuses (triaxial chamber for monotonic and cyclic shear tests, with measurement of shear and compression waves), in order to assess liquefaction susceptibility, as well as to identify some of the factors controlling its mechanical behaviour. In this dissertation, using all the collected data from the laboratory and *in situ* work, a preliminary assessment of the quality of the samples collected by the different sampling processes will be presented, by comparison to the *in situ* conditions, that is, in intact and in remoulded conditions. This comparison will be based on the measurement of the seismic wave low energy velocities, normalized with respect of the stress state and relative density of the soil, that is, according to its void ratio.

This dissertation is part of the activities of the LIQUEFACT (H2020) and LIQ2PROEARTH (FCT) research projects, both of which are dedicated to the subject of liquefaction, being the Portuguese soils of Vila Franca de Xira and Benavente regions, the target of study of these two projects.

**KEYWORDS:** sample quality, liquefaction, gel-push, S and P waves, triaxial test.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v

## 1. INTRODUÇÃO ..... 1

1.1. ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJETIVOS .....	1
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	1

## 2. A QUALIDADE DE AMOSTRAGEM EM SOLOS GRANULARES E A SUA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO .....3

2.1. AMOSTRADORES .....	3
2.1.1. EFEITOS DO TIPO DE TERRENO NA SELEÇÃO DOS MÉTODOS DE AMOSTRAGEM .....	3
2.1.2. AMOSTRADOR MAZIER.....	7
2.1.3. AMOSTRADOR GEL- PUSH .....	8
2.2. PERTURBAÇÕES CAUSADAS PELOS AMOSTRADORES .....	13
2.2.1. EFEITOS PROVENIENTES DO TIPO DE AMOSTRADOR .....	13
2.2.2. EFEITOS PROVENIENTES DA GEOMETRIA DO AMOSTRADOR .....	13
2.3. PERTURBAÇÕES PROVENIENTES DAS DIFERENTES FASES DE AMOSTRAGEM.....	16
2.4. PERTURBAÇÕES NA AMOSTRA .....	17
2.4.1. PERDA DE HUMIDADE .....	17
2.4.2. MIGRAÇÃO DA HUMIDADE NO INTERIOR DAS AMOSTRAS.....	19
2.4.3. CONGELAMENTO .....	19
2.4.4. EFEITO DAS VIBRAÇÕES E CHOQUES .....	19
2.5. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM.....	20
2.5.1. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE UMA AMOSTRA.....	20
2.5.2. ONDAS SÍSMICAS .....	22
2.6. LIQUEFAÇÃO.....	25
2.6.1. LIQUEFAÇÃO .....	25
2.6.2. DIFERENTES TIPOS DE ROTURA POR LIQUEFAÇÃO .....	26
2.6.3. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO .....	28
2.6.4. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO <i>IN SITU</i> .....	31
2.6.5. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO EM LABORATÓRIO.....	40

<b>3. PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>43</b>
<b>3.1. ENSAIOS IN SITU</b>	<b>43</b>
3.1.1. FURO DE SONDAGEM 1 – LEZÍRIA GRANDE	43
3.1.2. FURO DE SONDAGEM 2 – LEZÍRIA GRANDE	44
3.1.3. FURO DE SONDAGEM 15 – NORTE BENAVENTE	47
<b>3.2. EQUIPAMENTO LABORATORIAL</b>	<b>54</b>
3.2.1. CÂMARA TRIAXIAL	54
3.2.2. GDS	55
3.2.3. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ESPECTROS DE ONDAS SÍSMICAS	56
<b>3.3. INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA</b>	<b>57</b>
3.3.1. LVDT	57
3.3.2. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS	58
3.3.3. FATORES DE ERRO NA MEDIÇÃO DE ONDAS	62
<b>3.4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</b>	<b>64</b>
3.4.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	64
3.4.2. PREPARAÇÃO E INSTALAÇÃO DE AMOSTRAS	66
<b>3.5 ENSAIOS TRIAXIAIS</b>	<b>71</b>
3.5.1 FASES DO ENSAIO	71
3.5.2 CORTE ESTÁTICO (STx)	76
3.5.3 CORTE CÍCLICO (CTx)	76
<b>3.6 ENSAIOS LABORATORIAIS REALIZADOS</b>	<b>76</b>
3.6.1 PLANO DE ENSAIOS	76
3.6.2 CONDIÇÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	78
3.6.3 CONDIÇÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS	79
<b>4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS</b>	<b>81</b>
<b>4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO MATERIAL</b>	<b>81</b>
4.1.1 CURVA GRANULOMÉTRICA	81
4.1.2 PESOS VOLÚMICOS DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	82
<b>4.2 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO MATERIAL</b>	<b>84</b>
4.2.1 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	84
4.2.2 ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS	90
<b>4.3 ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO</b>	<b>95</b>
4.3.1 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO NOS ENSAIOS <i>IN SITU</i> SPT E CPTU	95

4.3.2 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO NOS ENSAIOS CÍCLICOS.....	97
<b>4.4 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM.....</b>	<b>98</b>
4.4.1 NORMALIZAÇÃO E COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES DAS ONDAS S IN SITU.....	98
4.4.2 NORMALIZAÇÃO E COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES DAS ONDAS TRANSVERSAIS EM LABORATÓRIO .....	101
4.4.3 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE .....	104
<b>5. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>109</b>
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	109
5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Detalhe do amostrador Mazier (Clayton, et al. 1982) .....	8
Fig. 2.2 - Amostradores: GP-S (à esquerda) e GP-Tr (à direita) (Stringer et al., 2016) .....	10
Fig. 2.3 - Processo de extração de um amostrador tipo Osterberg (Ishihara et al., 1979, adaptado de Taylor, 2015) .....	10
Fig. 2.4 - Ilustração da operação de amostragem do amostrador GP-S (Lee et al., 2012, adaptado de Umehara et al., 2015).....	11
Fig. 2.5 - Ilustração esquemática do GP-S do processo de amostragem: a) Amostrador na base do furo; b) Amostragem em progresso; c) Core catcher a ser fechado parcialmente (Mori e Sakai, 2016) .....	12
Fig. 2.6 - Resultados sobre o grau de perturbação provocado pelos amostradores nas argilas estudadas de Ariake (Tanaka, 2000) .....	13
Fig. 2.7 - Modelação da penetração estática do amostrador simples (Baligh, 1985, adaptado por Hight, 2000).....	14
Fig. 2.8 - Geometria de um amostrador típico (Viana da Fonseca e Ferreira, 2004) .....	15
Fig. 2.9 - Fases da recolha de amostras, desde a extrusão à análise em laboratório (Hight, 2000) .....	16
Fig. 2.10 - Variação do teor de água nas diferentes amostras (Hvorsle, 1949, adaptado por Clayton et al., 1982).....	18
Fig. 2.11 - Tubo selado contendo uma amostra .....	18
Fig. 2.12 - Inspeção visual da fábrica: perturbação numa argila laminada com camadas de areia e silte espaçadas de 10mm (Morecombe Bay), (Rowe, 1972, adaptado de Ferreira et al., 2004) ....	20
Fig. 2.13 - Comparação das ondas sísmicas medidas em laboratório com as medidas in situ (Ferreira, 2003, adaptado de Atkinson, 2000) .....	22
Fig. 2.14 - Propagação das ondas (adaptado de Stokoe e Satamarina, 2000).....	24
Fig. 2.15 - Etapas do ensaio (AC-Team) .....	27
Fig. 2.16 - Esquema geral demonstrativo do tanque de liquefação estática ou por fluxo (Clemens Krapfenbauer, 2014) .....	27
Fig. 2.17 - Esquema de avaliação de liquefação proposto por Robertson (1994).....	28
Fig. 2.18 – Faixas limite de distribuição granulométrica de solos suscetíveis de desenvolver liquefação (Tsuchida, 1970) .....	29
Fig. 2.19 - Comportamento dos solos segundo Casagrande (1936): $e_L$ - índice de vazios inicial do solo solto; $e_d$ - índice de vazios inicial do solo denso; $e_c$ - índice de vazios crítico (adaptado de Kramer, 1996).....	29
Fig. 2.20 - LVC; a) comportamento de solos soltos e densos em condições drenadas e não drenadas; b) fronteira entre materiais susceptíveis e não susceptíveis à liquefação estática (adaptado de Kramer, 1996).....	30

Fig. 2.21 - Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) (adaptado de Kramer, 1996) .....	31
Fig. 2.22 - Evolução de $r_d$ com a profundidade (Boulanger e Idriss, 2014) .....	32
Fig. 2.23 - Curvas MSF propostas por vários autores (Boulanger e Idriss, 2014) .....	34
Fig. 2.24 - Processo de cálculo da amplitude sísmica .....	34
Fig. 2.25 - Curvas que relacionam FC com $N_{160}$ (Boulanger e Idriss, 2014) .....	35
Fig. 2.26 - Fluxograma para a avaliação do CRR com dados CPT (Robertson, 2010) .....	37
Fig. 2.27 - Curvas que relacionam FC com $q_{c1N}$ (Boulanger e Idriss, 2014) .....	38
Fig. 2.28 - Relação entre $V_{s1}$ e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000) .....	40
Fig. 3.1 - Dados CPT analisados pelo software CLiq do furo 1 .....	44
Fig. 3.2 - Folha de cálculo para aplicação da metodologia de Boulanger e Idriss (2014) do furo 2 .....	45
Fig. 3.3 - Dados CPT analisados pelo software CLiq do furo 2 .....	45
Fig. 3.4 - Intercalações de areia e argila numa amostra retirada de um SPT do local do furo 2 (Alves, 2017) .....	46
Fig. 3.5 - Resultados do ensaio SDMT do furo 2 .....	46
Fig. 3.6 - Sítio Piloto: Lezíria Grande (Vila Franca de Xira) .....	47
Fig. 3.7 – NB1 em relação aos furos de sondagem 1 e 2 .....	47
Fig. 3.8 - Dados CPT analisados pelo software CLiq do furo NB1 .....	48
Fig. 3.9 - Esquema organização SCPTu .....	49
Fig. 3.10 - SCPTu: Geração onda S .....	50
Fig. 3.11 - SCPTu: Geração onda P .....	50
Fig. 3.12 - Polímero em Gel a ser inserido no amostrador Gel-Push .....	51
Fig. 3.13 - Viscosidade do gel mesmo após a recolha da amostra .....	51
Fig. 3.14 - "Lençol" de gel .....	52
Fig. 3.15 - Polímero que permaneceu demasiado tempo em contacto com o ar .....	52
Fig. 3.16 - Cutting Shoe .....	53
Fig. 3.17 - Compartimento de transporte amostras .....	54
Fig. 3.18 - Válvulas CP, BP e PN .....	55
Fig. 3.19 - Válvulas CP, BP e PN na câmara triaxial .....	55
Fig. 3.20 - Sistema GDS .....	56
Fig. 3.21 - Da esquerda para a direita: dois amplificadores em cima do gerador de funções; um osciloscópio; um PC munido do software WaveStar .....	57
Fig. 3.22 - Esquema de ligação dos elementos definidores do sistema de medição de ondas (Fonseca, 2009) .....	57



Fig. 3.23 - Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003) .....	58
Fig. 3.24 - Esquema de funcionamento de um bender element (Ferreira, 2003) .....	59
Fig. 3.25 - Esquema de funcionamento de um extender element (Ferreira, 2003) .....	59
Fig. 3.26 - Benders LabGeo - Câmara Triaxial Stress-Path .....	60
Fig. 3.27 - Benders LabGeo – Câmara Triaxial Cíclica.....	61
Fig. 3.28 - Distância percorrida pelas ondas num provete (adaptado de Ferreira, 2003) .....	62
Fig. 3.29 - Cross-Talk numa onda P .....	63
Fig. 3.30 - Ruído numa onda S .....	63
Fig. 3.31 – Near-Field ligeiro numa onda S .....	64
Fig. 3.32 - Análise granulométrica por sedimentação.....	65
Fig. 3.33 - Extrator hidráulico vertical manual.....	66
Fig. 3.34 - Processo de recolha do solo pelo topo do extrator .....	67
Fig. 3.35 - Processo de preparação e montagem da amostra intacta .....	68
Fig. 3.36 - Transcrição do ponto 7.4.2 da norma ISO 17892-9 .....	69
Fig. 3.37 - Processo Moist Tamping.....	71
Fig. 3.38 - Esquema representativo da relação existente entre as velocidades S e P com o parâmetro de Skempton (Ishihara et al., 2001) .....	73
Fig. 3.39 - Condições iniciais admitidas para o furo SI7 (adaptado de Fonseca, 2009) e exemplo para uma amostra a 11 m (S2_M11_I2_CTx).....	75
Fig. 3.40 - Nomenclatura de cada ensaio triaxial da zona de Vila Franca de Xira (adaptado de Alves, 2017) .....	77
Fig. 3.41 - Nomenclatura de cada amostra da zona a Norte de Benavente.....	78
Fig. 4.1 - Curvas granulométricas das amostras ensaiadas.....	81
Fig. 4.2 - Perfil simplificado do furo SI7 do sítio piloto em Vila Franca de Xira .....	84
Fig. 4.3 - Evolução dos índices de vazios no ensaio triaxial cíclico.....	85
Fig. 4.4 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2_M6_I1_CTx .....	87
Fig. 4.5 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2_M7_I1_CTx .....	88
Fig. 4.6 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2_M7_I2_CTx .....	88
Fig. 4.7 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2_M9_I1_CTx .....	89
Fig. 4.8 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2_M11_I2_CTx .....	89
Fig. 4.9 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2_M13_I1_CTx .....	90
Fig. 4.10 - Evolução dos índices de vazios no ensaio triaxial estático .....	91
Fig. 4.11 - Variação da rigidez: relação $V_s$ - $\epsilon_a$ .....	93
Fig. 4.12 - Variação da rigidez: relação $V_s$ - $p'$ .....	93

Fig. 4.13 - Relação $\epsilon_a$ - $q$ , $q$ - $p'$ e $\Delta u$ - $\epsilon_a$ dos vários ensaios triaxiais estáticos.....	94
Fig. 4.14 - Avaliação da suscetibilidade à liquefação das várias profundidades pelas metodologias de Boulanger e Idris (2014) e Marchetti (2016).....	96
Fig. 4.15 – Relação entre ações cíclicas e as velocidades transversais normalizadas para os vários ensaios triaxiais cíclicos, proposta por Andrus e Stokoe (2000) com as curvas das frações de finos a 5 e 35%.....	97
Fig. 4.16 - Relação entre o CSR, $V_{s1}$ e $n^o$ de ciclos (adaptado de Fonseca, 2009) .....	98
Fig. 4.17 - Velocidades registadas in situ pelo SDMT, CPTu, refração sísmica e SPT de S2 (Ferreira et al., 2018).....	99
Fig. 4.18 - Velocidades registadas tanto in situ como nas amostras intactas e remoldadas para o furo S2 .....	102
Fig. 4.19 - Comparação das velocidades normalizadas em laboratório e in situ.....	103
Fig. 4.20 - Perturbações na amostra do liner a 6 metros .....	104
Fig. 4.21 - Intercalação de solos a 6 metros .....	105
Fig. 4.22 - Avaliação da qualidade segundo Lunne et al. (1997) (adaptado de Ferreira, 2003) ...	106
Fig. 4.23 - Velocidades das ondas de corte normalizadas para as diversas amostras utilizando Hardin & Richart (1963) (proposta de classificação adotada por Ferreira, 2001) .....	107

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Amostradores de solos (Amostradores - Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro) .....	4
Quadro 2.2 - Método de Recolha (ISO 22475-1,2006) .....	5
Quadro 2.3 – Métodos amostragem recomendados (Clayton et al., 1995) .....	6
Quadro 2.4 - Classes de Qualidade (Viana da Fonseca e Ferreira, 2001).....	7
Quadro 2.5 - Categorias de qualidade em amostras para laboratório e categorias de amostragem a serem usadas (BS EN ISO 22475-1: 2006) .....	7
Quadro 2.6 - Características dos diferentes amostradores Gel-Push (adaptado de Mori e Sakai, 2016) .....	9
Quadro 2.7 - Mecanismos de perturbação (Clayton et al., 1995) .....	17
Quadro 2.8 - Critério de avaliação de qualidade a partir da variação volumétrica (adaptado de Lunne et al., 1997).....	21
Quadro 2.9 - Funções de índice de vazios em análise .....	25
Quadro 2.10 - Valor do fator corretivo, $c_r$ .....	41
Quadro 3.1 - Ensaio realizados .....	77
Quadro 3.2 - Condições iniciais de cada ensaio triaxial cíclico .....	78
Quadro 3.3 - Condições no fim da consolidação de cada ensaio cíclico .....	79
Quadro 3.4 - Condições no final dos ensaios cíclicos .....	79
Quadro 3.5 - Condições iniciais de cada ensaio triaxial estático .....	79
Quadro 3.6 - Condições do fim da consolidação de cada ensaio triaxial estático.....	80
Quadro 3.7 - Condições no final dos ensaios estáticos .....	80
Quadro 4.1 - Valores de $G_s$ .....	82
Quadro 4.2 - Valores do peso volúmico para cada uma das amostras .....	83
Quadro 4.3 - Condições no estudo da permeabilidade e da ação cíclica e as grandezas do coeficiente de permeabilidade para cada tipo de solo (Matos Fernandes, 2012) .....	86
Quadro 4.4 - Resultados da ação cíclica obtidos dos ensaios triaxiais cíclicos .....	87
Quadro 4.5 - Ângulos de atrito retirados dos ensaios triaxiais estáticos .....	92
Quadro 4.6 - Variação da rigidez ao longo do corte estático no ensaio S2_M7_R1_STx .....	92
Quadro 4.7 - Valores resultantes do estudo da suscetibilidade à liquefação pela metodologia de Boulanger e Idriss (2014) utilizando os valores registados pelo CPTu e pelo SPT .....	96
Quadro 4.8 - Valores resultantes do estudo da suscetibilidade à liquefação pela metodologia Marchetti e Marchetti (2016) utilizando os valores registados pelo SDMT .....	96
Quadro 4.9 - Valores de CSR, velocidades transversais e o número de ciclos em que as amostras liquefizeram dos ensaios cíclicos e estáticos.....	97
Quadro 4.10 - Correlações entre CPT e $V_s$ , Wair et al. (2012) .....	99

Quadro 4.11 - Resultados obtidos pelo SDMT in situ .....	100
Quadro 4.12 - Normalização das velocidades in situ pelas diferentes funções.....	101
Quadro 4.13 - Resultados obtidos em laboratório para os ensaios cíclicos e estáticos.....	102
Quadro 4.14 - Normalização das velocidades medidas em laboratório pelas diferentes funções	103
Quadro 4.15 - Índice de vazios durante a reconsolidação das amostras para S1, S2 e NB1 (adaptado de Ferreira, 2003).....	105
Quadro 4.16 - Análise da qualidade das amostras intactas do Mazier e do Gel-Push por Hardin & Richart (1963).....	107
Quadro 4.17 - Grau de qualidade entre amostras intactas e remoldadas .....	108

## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

### ALFABETO LATINO

A – Área da amostra

$a_{\text{máx}}$  – Aceleração máxima do terreno

B – Parâmetro B de Skempton

D – Diâmetro da amostra

$e_0$  – Índice de vazios do estado inicial

$e_c$  – Índice de vazios no final da consolidação

FC – Percentagem de finos

F(e) – Função do índice de vazios

g – Aceleração da gravidade

G – Módulo de distorção

$G_0$  – Módulo de distorção máximo

$G_s$  – Densidade das partículas sólidas

H – Altura da amostra

$K_0$  – Coeficiente de impulso em repouso

$K_\sigma$  – Fator corretivo do nível de tensão de confinamento

L – Distância

LVDT – *Linearly Variable Differential Transformer*

M – Magnitude (sísmica)

MSF – Fator de escala de magnitude sísmica

$(N_1)_{60}$  – Valor normalizado dos resultados do ensaio SPT

OCR – Grau de sobreconsolidação

P – Onda de compressão

$P_a$  – Pressão atmosférica

$p'$  – Tensão média efetiva

q – Tensão de desvio

$q_c$  – Resistência de ponta no ensaio CPT

$Q_{IN}$  – Resistência de ponta normalizada no ensaio CPT

S – Onda de corte

t – Tempo

$t_P$  – Tempo de propagação das ondas P

$t_S$  – Tempo de propagação das ondas S

$u_0$  – Pressão de água hidrostática

$V_P$  – Velocidade da onda de compressão

$V_S$  – Velocidade da onda de corte

$V_{S1}$  – Velocidade das ondas de corte normalizada

$V_S^*$  – Velocidade da onda de corte normalizada

$V_{S1}^*$  – Limite superior de  $V_{S1}$  para a ocorrência de liquefação

$V_{S^{##}}$  - Velocidade da onda de corte normalizada (índice de vazios)

$w$  – Teor em água

$W_d$  - Peso do solo seco

$z$  – Profundidade

#### ALFABETO GREGO

$\alpha$  – Ângulo genérico;

$\beta$  – Ângulo de bisel cortante em relação à face interna do amostrador

$\gamma$  – Peso volúmico do solo

$\Delta$  – Incremento finito ou variação

$\Delta F$  – Amplitude de carga sísmica

$\Delta u$  – Excesso de pressão neutra

$\epsilon_a$  – Extensão axial

$\epsilon_v$  – Extensão volumétrica

$\rho$  – Massa específica

$\sigma$  – Tensão total

$\sigma'$  – Tensão efetiva

$\sigma'_{v0}$  – Tensão efetiva vertical de repouso

$\sigma'_h$  – Tensão efetiva horizontal

$\sigma'_v$  – Tensão efetiva vertical

$\phi'$  – Ângulo de atrito efetivo; ângulo de atrito de pico

#### SIGLAS E ACRÓNIMOS

® - Marca registada

CP – Cell Pressure (Pressão)

BP – *Back Pressure* (Contrapressão)

CPTu – Cone Penetration Test

CRR – Razão de Resistência Cíclica

CRR<sub>SS</sub> – Resistência à liquefação no ensaio de corte cíclico simples

CRR<sub>TX</sub> – Resistência à liquefação no ensaio de corte triaxial cíclico

GP – Gel-Push

LabGeo – Laboratório de Geotecnia da FEUP

SCPTU – CPTu com piezocone sísmico

SDMT – Ensaio com o dilatômetro *Marchetti* sísmico

SPT – Standart Penetration Test





## 1

**INTRODUÇÃO****1.1. ENQUADRAMENTO**

Esta dissertação surge no seguimento de estudos anteriores que o Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, sob a coordenação do Professor António Viana da Fonseca e co-coordenação da Professora Cristiana Ferreira, tem vindo a desenvolver sobre solos suscetíveis à liquefação, caracterizando-os *in situ* e em laboratório, sendo o intuito principal deste trabalho a avaliação da qualidade da amostragem em solos arenosos. Os resultados deste trabalho experimental e subsequente análise visam complementar outras dissertações recentes já desenvolvidas, (Alves, Saldanha, (2017)), inseridas no projeto europeu de investigação LIQUEFACT, do qual a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto é parceira/associada.

**1.2. OBJETIVOS**

O objetivo do presente trabalho consiste na avaliação da qualidade de amostragem de solos suscetíveis à liquefação, designadamente solos arenosos provenientes da região da Grande Lisboa, em Vila Franca de Xira e a norte de Benavente. Estes casos de estudo, como já referido anteriormente, encontram-se integrados no Work Package 2 do projeto europeu de investigação LIQUEFACT. Para o efeito, foram recolhidas amostras intactas a diferentes profundidades, com maior destaque às profundidades suscetíveis à liquefação (até aos 15 metros) para uma posterior análise laboratorial. Realizaram-se também ensaios de caracterização física (análises granulométricas) e mecânicas (em triaxial cíclico e estático). Parte do estudo realizou-se na prensa cíclica, onde as amostras foram carregadas ciclicamente nas condições *in situ*, sendo que ao mesmo tempo foram registadas as ondas unidirecionais de corte ( $V_s$ ) e longitudinais ( $V_p$ ) ao longo do ensaio com recurso à utilização de *bender/extender elements* para a análise da qualidade das amostras. Os ensaios estáticos, realizados na câmara *stress-path*, para além de contribuírem para a caracterização do solo, permitiram também estabelecer uma comparação entre o comportamento de amostras intactas e reconstituídas.

**1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho será dividido em 5 capítulos, em que o primeiro capítulo abordará o enquadramento e os principais objetivos da dissertação.

No capítulo 2, faz-se uma breve introdução à temática da amostragem em solos granulares, onde serão referidas as perturbações induzidas durante a amostragem e os métodos disponíveis para a avaliação da qualidade das amostras. Uma vez que este trabalho estuda essencialmente materiais

granulares, é também abordada a temática da liquefação, onde neste capítulo são descritos os métodos de avaliação da suscetibilidade à liquefação por diferentes abordagens. Neste capítulo também será referida e explicada a nova técnica de amostragem *Gel-Push*.

No capítulo 3 são apresentados os trabalhos realizados, assim como os equipamentos utilizados e a descrição dos mesmos. São também explicadas as diferentes fases de caracterização dos materiais, dos ensaios triaxiais cíclicos e estáticos e dos sistemas de medição de ondas. Dando continuidade ao tema do *Gel-Push* apresentado no capítulo 2, no capítulo 3 é explicado com maior detalhe o processo de recolha das amostras que se acompanhou no campo experimental, desde os procedimentos *in situ* até à preparação e armazenagem em laboratório.

O capítulo 4 é o capítulo dedicado à apresentação e análise dos resultados obtidos nos diferentes ensaios, tanto dos de estudo dos parâmetros físicos como dos mecânicos. São analisados os resultados relativamente à sua suscetibilidade à liquefação bem como à qualidade das amostras.

Por último, no capítulo 5, são apresentadas as principais conclusões retiradas deste trabalho e eventuais desenvolvimentos futuros que poderão vir a ser realizados.

## 2

# A QUALIDADE DE AMOSTRAGEM EM SOLOS GRANULARES E A SUA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

### 2.1. AMOSTRADORES

Da vasta seleção de técnicas de amostragem disponíveis no mercado, é crucial saber que metodologia utilizar para o tipo de solo a amostrar. Ao executar uma recolha de amostras para posterior análise em laboratório, será necessário proceder a uma escolha de um amostrador, em que há que ter atenção a uma série de fatores, nomeadamente: o tipo de solo, a qualidade das amostras recolhidas, a disponibilidade e custos associados, entre outros. Posto isto, é essencial que o engenheiro esteja ciente da existência dos diversos tipos de amostradores disponíveis no mundo e as suas particularidades/valências.

#### 2.1.1. EFEITOS DO TIPO DE TERRENO NA SELEÇÃO DOS MÉTODOS DE AMOSTRAGEM

A escolha do tipo de amostrador varia muito consoante o tipo de terreno a estudar. Pelo Quadro 2.1, podemos de forma fácil e rápida constatar que cada amostrador possui as suas vantagens e limitações, estando uns mais preparados para determinados solos do que outros. O método de recolha deverá estar de acordo com o solo a estudar.

Quadro 2.1 - Amostradores de solos (Amostradores - Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro)

Tipo de amostrador	Aplicação	Vantagens	Limitações
<b>Parede grossa</b>	Solos duros a muito duros	Equipamento simples e robusto; permite cravação dinâmica; amostragem com camisa	Índice de área elevado (30%). Perturbação elevada da amostra
<b>Shelby</b>	Solos finos e consistentes; Amostras de classe 1 e 2	Índice de área de 10%; permite cravação estática	Base facilmente danificada por materiais grosseiros.
<b>Pistão fixo</b>	Argilas moles sensíveis e solos incoerentes finos; Amostras de classe 1 e 2	Perturbação reduzida em relação a todos os outros, incluindo o efeito de alívio de tensões; controlo preciso da penetração	Dispendioso; equipamento delicado; requer técnicos especializados para a colheita
<b>Bishop</b>	Amostragem em areias e siltes abaixo do nível freático; Amostras de classe 2 e 3	Permite a recolha de amostras de solos granulares abaixo do nível freático em condições aceitáveis	Dispendioso; delicado para operações de campo; operação morosa com possibilidade de abortar; requer técnicos especializados para a colheita
<b>Amostragem em bloco</b>	Quando são necessários volumes representativos das várias heterogeneidades	Permite a obtenção de amostras representativas de grandes dimensões, orientadas, em condições de baixa perturbação	São necessários cuidados extremos; operação morosa; Requer técnicos especializados; obtenção complicada em profundidade

Segundo a ISO 22475-1 (2006), o método de recolha de amostras deverá estar de acordo com os objetivos de estudo, assim como também deverá estar de acordo com o solo amostrado. Com o objetivo de recolha de amostras indeformadas, este documento normativo ISO propõe uma seleção de técnicas de amostragem em função do tipo de solo amostrado.

Ao avaliar o Quadro 2.2, constata-se que quanto maior comprimento e/ou o diâmetro do amostrador, bem como a espessura da parede do amostrador, pior será a qualidade da amostra recolhida. A qualidade representada para cada amostrador encontra-se mais à frente no capítulo

De modo a completar a informação disponibilizada pela norma ISO 22475-1, é também apresentado no Quadro 2.3 de Clayton *et al.* (1995) e as suas recomendações relativamente ao método de amostragem a optar.

Quadro 2.2 - Método de Recolha (ISO 22475-1,2006)

Tipo de Amostrador	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Técnica Utilizada	Tipo de Solo Recomendado	Classe Qualidade de Amostra
Paredes finas (OS-T/W)	70 a 120	250 a 1000	Cravação Estática ou Dinâmica	Solos coesivos muito moles; Solos orgânicos; Argilas;	1
				Areia (medianamente) densa abaixo do N.F.;	3 (2)
				Solos coesivos muito moles; Solos orgânicos; Argilas	2 (1)
Paredes grossa (OS-TK/W)	> 100	250 a 1000	Cravação Dinâmica	Solos coesivos muito moles; Solos orgânicos; Argilas; Partículas grosseiras	3 (2)
Paredes finas (PS-T/W)	50 a 100	600 a 800	Cravação Estática	Solos coesivos muito moles; Solos orgânicos; Argilas;	1
				Areia acima do N.F.	3
Paredes grossa (OS-TK/W)	50 a 100	600 a 1000	Cravação Estática	Solos coesivos muito moles; Solos orgânicos; Argilas; Solos sensíveis;	2(1)
Cilindro (LS)	250	350	Rotação Estática	Argila; Silte	1
Cilindro (S-SPT)	35	450	Rotação Dinâmica	Areia; Silte; Argila	4
Janela	44 a 98	1500 ou 3000	Rotação Estática e Dinâmica	Silte; Argila	5

Classe 1: Excelente; Classe 2: Boa; Classe 3: Razoável; Classe 4: Fraca; Classe 5: Muito Fraca

Quadro 2.3 – Métodos amostragem recomendados (Clayton *et al.*, 1995)

Soil type	Recommended sampling technique	Likely disturbance
Very soft, soft, firm, or sensitive clays	Laval open-drive overcored sampler	Minor destructuring
	Sherbrooke down-hole block sampler	Reduction in effective stress due to borehole fluid penetration
Inter-layered sand, silt, clay	Delft sampler	Major loss of effective stress. Some destructuring
Firm, stiff and very stiff clays	Thin-walled hydraulically jacked open-drive tube samples	Minor destructuring, with significant increases in effective stress
Very stiff and hard clays, mudrocks, and stoney clays	Wireline coring, using bentonite mud or polymer muds with anti-swelling agents, or double-tube swivel type corebarrel with bentonite mud flush	Significant decrease in effective stress
Sand	Piston sampling in mud-filled borehole	Total loss of effective stress. Major destructuring. Density approximately maintained
Gravel	Sampling from pits	Only particle size and density can be obtained
Weak rocks, chalk	Triple-tube swivel-type corebarrel with mud or msf flush, or retractor barrel	Minor core loss Discontinuities opened
Decomposed granite	Treifus or Mazier retractor barrel	Minor core loss. Effective stress loss
Hard rock	Double-tube swivel-type corebarrel	Discontinuities opened

Relativamente às características que se recomendam permanecer inalteradas durante a amostragem e manuseamento, estas são definidas por cinco classes de amostras, demonstradas no Quadro 2.4.

No que se refere à qualidade das mesmas, existem três categorias nos métodos de amostragem demonstradas no Quadro 2.4: A – amostragem por sondagens rotativas, B – amostragem com recurso a amostradores (penetração estática ou à percussão) e C – amostragem por colheita de blocos. Em determinadas condições do solo, estas categorias impõem que se utilizem combinações de técnicas de amostragem, e para determinadas condições operacionais existe a possibilidade de se relacionarem com a possibilidade de obtenção de amostras de melhor ou pior qualidade.

Como indicando no Quadro 2.5, os métodos de categoria A sugerem uma qualidade de amostras desde a classe 1 a 5, já na categoria B as classes vão desde a 3 a 5 e finalmente os de categoria C resumem-se a amostras de classe inferior 5. Esta temática da qualidade da amostragem será abordada com maior detalhe mais à frente neste trabalho.

Quadro 2.4 - Classes de Qualidade (Viana da Fonseca e Ferreira, 2001)

Propriedades / Classes de Qualidade	1	2	3	4	5
<b>Características inalteradas</b>					
Dimensões das partículas					
Teor em Água					
Peso Volúmico, Permeabilidade					
Compressibilidade, Resistência					
<b>Propriedades determináveis</b>					
Sequência estratigráfica					
Fronteiras de estrato					
Fronteiras de estrato com pormenor					
Limites, densidade, matéria orgânica					
Teor em água					
Peso volúmico, porosidade, permeabilidade					
Compressibilidade, Resistência					

Quadro 2.5 - Categorias de qualidade em amostras para laboratório e categorias de amostragem a serem usadas (BS EN ISO 22475-1: 2006)

Quality classes of soil samples for laboratory testing	1	2	3	4	5
Sampling categories			A	B	C

No âmbito deste trabalho de investigação em solos granulares e atendendo a diversos condicionalismos, nomeadamente a disponibilidade dos equipamentos no mercado nacional e europeu, a experiência da empresa de prospeção e a adequação ao tipo de solo em estudo, foram utilizados dois amostradores. Estes amostradores são distintos, quer no processo de recolha, quer na qualidade expectável das amostras recolhidas, designadamente o amostrador Mazier e o Gel-Push.

#### 2.1.2. AMOSTRADOR MAZIER

O amostrador Mazier®, construído pela empresa francesa Seditech, é constituído por um tubo triplo rotativo, cuja eficácia depende do facto de que a projecção do barril interno é controlada por uma mola colocada na parte superior do dispositivo. O amostrador encontra-se exemplificado em maior detalhe no corte da Fig. 2.1

A amostra é recolhida para dentro de um tubo *liner*, em PVC, cujo comprimento é por norma 1000 mm e o seu diâmetro poderá variar entre os 61 e os 108,5 mm. Este amostrador poderá ser utilizado em qualquer tipo de solo e rochas brandas, excetuando os lodos.

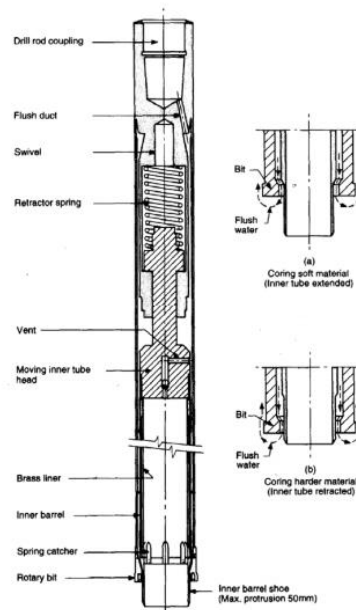


Fig. 2.1 - Detalhe do amostrador Mazier (Clayton, *et al.* 1982)

### 2.1.3. AMOSTRADOR GEL- PUSH

#### 2.1.3.1. Detalhes do amostrador

Um dos maiores desafios na engenharia geotécnica *in situ* é a obtenção de uma amostra de qualidade em solos granulares. No final da década de 90, a empresa de consultoria geotécnica japonesa *Kiso-Jiban Consultants* em colaboração com a Universidade de Tóquio, desenvolveu um novo tipo de amostrador, o amostrador Gel-Push ou GP. Este inovador amostrador foi projetado especificamente para superar as limitações dos mais recorrentes métodos de amostragem: obter amostras de areia de alta qualidade, sem necessitar de congelar, de forma a garantir a integridade da amostra.

Muitas ferramentas e técnicas tem sido desenvolvidas ao longo dos anos de modo a obter amostras de alta qualidade para os diferentes tipos de solos existentes. Yoshimi *et al.* (1994) mostrou a dificuldade que há em obter amostras de alta qualidade de solos utilizando amostradores utilizando amostradores em furos de sondagem. Até à data, a solução encontrada para este entrave era o congelamento da amostra arenosa, sendo considerada o tipo de amostragem padrão para estes casos, embora que muito dispendiosa e por vezes inviável para a maioria dos projetos (Stringer *et al.*, 2016).

Mais recentemente, a metodologia de amostrador Gel-Push desenvolvida pela *Kiso-Jiban* (Japão) foi criada de forma a ser possível a recolha de provetes não perturbados ou remexidos contendo solo arenoso a siltoso a um preço razoável. Esta técnica tem sido alvo de intensa investigação nos últimos anos, um pouco por todo o mundo, destacando-se o Japão, Taiwan, Polónia, Bangladesh e Nova Zelândia, sobretudo em solos sensíveis a fenómenos de liquefação estática ou cíclica, (Taylor *et al.* 2012).

Dentro da técnica Gel-Push, existem quatro variantes, cada uma delas específica para um determinado requisito de amostragem: GP-Rotativo (GP-R), GP-Perfuração (GP-D), GP-Triplo (GP-



Tr) e GP-Estático (GP-S). O Quadro 2.6 sumariza as características de cada amostrador e a Fig. 2.2 exemplifica dois dos amostradores.

Quadro 2.6 - Características dos diferentes amostradores Gel-Push (adaptado de Mori e Sakai, 2016)

	GP-R	GP-D	GP-Tr	GP-S
Configuração do amostrador	Barril de núcleo único	Barril de núcleo único	Amostrador de tubo triplo modificado	Amostrador Osterberg modificado
Tipo de extremidade ou sapata	Extremidade de diamante impregnado	Extremidade de diamante impregnado	Sapata com extremidade de metal para sobre-cravação	Sapata
Função do polímero	Perfuração não circulante, arrefecimento a extremidade e protegendo a amostra no núcleo	Perfuração não circulante, arrefecimento a extremidade e protegendo a amostra no núcleo	Reduzir o atrito entre o núcleo com a amostra e a parede do amostrador	Reduzir o atrito entre o núcleo com a amostra e a parede do amostrador
Características especiais	Motor elétrico usado na cravação	Motor elétrico usado na cravação. Equipado com elevador de amostras	Anel de distribuição do polímero justo	O coletor do núcleo dispensa o polímero e retém a amostra
Terreno adequado para amostragem	Areias densas, cascalho e rochas sedimentares	Areias densas, cascalho e rochas sedimentares	Areias médias a densas e areia cascalhosa	Silte, areia argilosa e areia solta
Diâmetro típico do núcleo	100, 150, 200 e 300	100, 150 e 200	83	75
Comprimento máximo da amostra	1 m	1 m	1 m	1 m

O amostrador GP-R é um amostrador de tubo único que provou ser um sucesso na obtenção de amostras de areia, cascalho e rochas sedimentares de alta qualidade. A flexibilidade do amostrador no tipo de solo é um dos seus recursos mais interessantes. Contudo, o amostrador GP-R foi essencialmente projetado para amostras mais à superfície, enquanto que o GP-D já terá sido desenvolvido para amostras em profundidade, tornando assim o GP-D uma boa alternativa ao GP-R. O GP-D possui o mesmo design que o GP-R mas com a adição de um mecanismo que permite recolher e reter a amostra durante a retração do solo e do furo. Os amostradores GP-Tr e GP-S foram projetados a partir do amostrador Osterberg (Fig. 2.3) e do amostrador de tubo triplo (Mazier). Ambos utilizam a solução de polímero viscosa de forma a reduzir o atrito entre a amostra e amostrador e possíveis distúrbios que possam por em causa a qualidade da amostra.

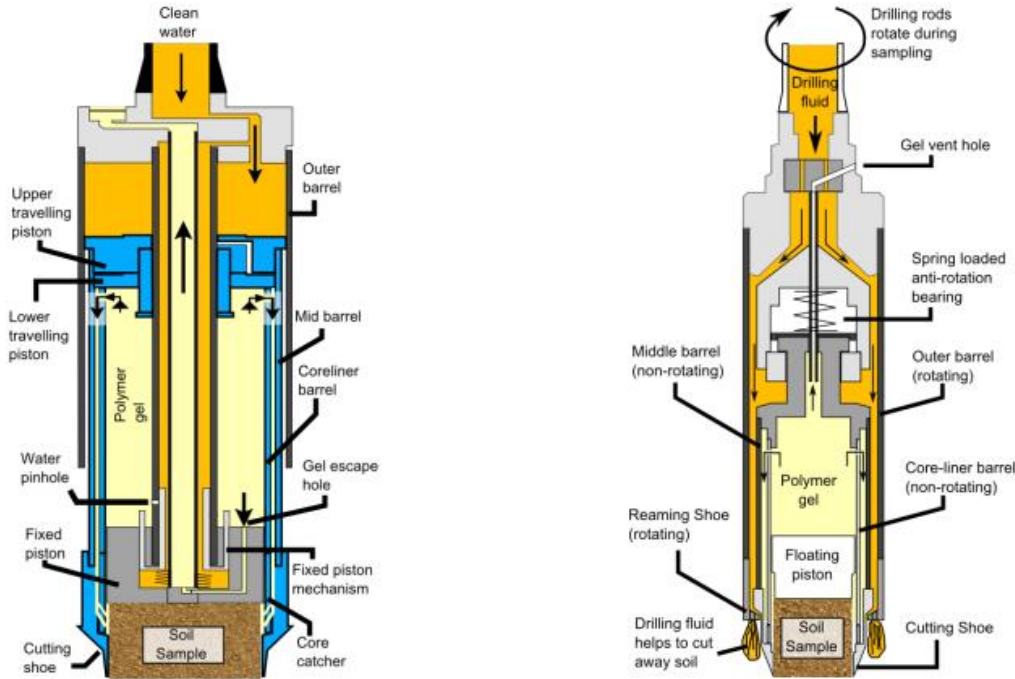


Fig. 2.2 - Amostradores: GP-S (à esquerda) e GP-Tr (à direita) (Stringer *et al.*, 2016)

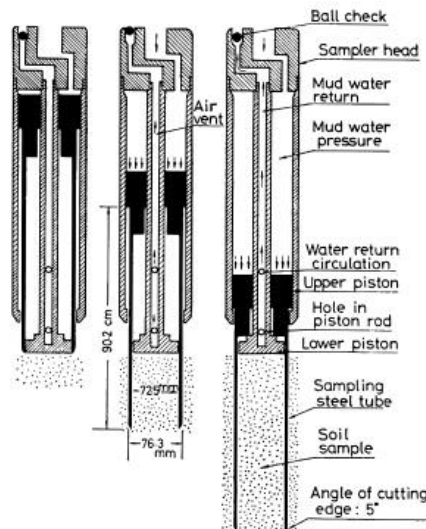


Fig. 2.3 - Processo de extração de um amostrador tipo Osterberg (Ishihara *et al.*, 1979, adaptado de Taylor, 2015)

O amostrador GP-S utilizado a norte de Benavente foi desenvolvido a partir de uma parceria entre a *Kiso-Jiban Consultants* e a *Chinese Research Institute of Taiwan* em 2006, liderada pelo professor Lee com a motivação de obter amostras de alta qualidade de silte, areia siltosa e areia solta. A grande alteração ao convencional Osterberg é o facto de possuir um *core catcher* (correntemente chamado de “borboleta” ou cesta), isto é, uma ponta flexível que atua de forma a impedir que o solo deslize pela base. Ao contrário dos outros modelos que possuem um movimento rotacional, este amostrador penetra o solo estaticamente com um pistão fixo, onde o tubo amostrador é pressionado com o auxílio de uma pressão hidráulica (Viana da Fonseca e Pineda, 2017).

### 2.1.3.2. Processo de recolha de amostras

A metodologia de recolha de amostras do amostrador S, como ilustra a Fig. 2.4, possui diferentes fases de operação. Este amostrador semelhante, mas numa versão melhorada, ao amostrador Osterberg possibilita que sejam recolhidas, com auxílio de um tubo cilíndrico (PVC ou aço inox), de amostras com um diâmetro aproximadamente de 70 mm e 1000 mm de altura. Como se encontra ilustrado na Fig. 2.4, uma abertura no topo do *liner* permite a introdução do polímero que irá ser utilizado no processo de amostragem, assegurando que o gel lubrifica todas as faces do tubo amostrador. O pistão fixo (*fixed piston*) do amostrador encontra-se alinhado com *fixed piston shaft*, possuindo um mecanismo interno que aciona o processo de ativação do *core catcher*. Durante a recolha da amostra, água limpa é bombeada para o amostrador através das varas, onde a pressão hidráulica (60 bar) a atuar no pistão móvel superior faz com que os tubos médio e interior avancem. A redução de volume entre o pistão móvel e o fixo força a que parte do polímero passe do topo do *liner* para o anel entre o tubo interior e o médio. De seguida, o gel passa pelas “borboletas” do *core catcher*, lubrificando a extremidade do solo recolhido, assim capturando o solo. O remanescente de gel é posteriormente transportado para os furos de saída de gel (*gel-escape holes*). Quando os pistões móveis atingem o pistão fixo, o mecanismo do pistão fixo interior é ativado e uma pressão hidráulica é exercida entre os dois pistões móveis. É nessa altura que o pistão móvel inferior atua no *liner*, o que faz com que as “borboletas” do *core catcher* fechem parcialmente. Com o *core catcher* parcialmente fechado, previne-se que o solo recolhido no interior do tubo saia (Stringer *et al.*, 2016). Em suma, o processo de recolha de amostras no momento da penetração do solo por pressão hidráulica consiste na expulsão do polímero viscoso para fora da câmara, lubrificando a folga entre o tubo de recolha e o tubo guia.

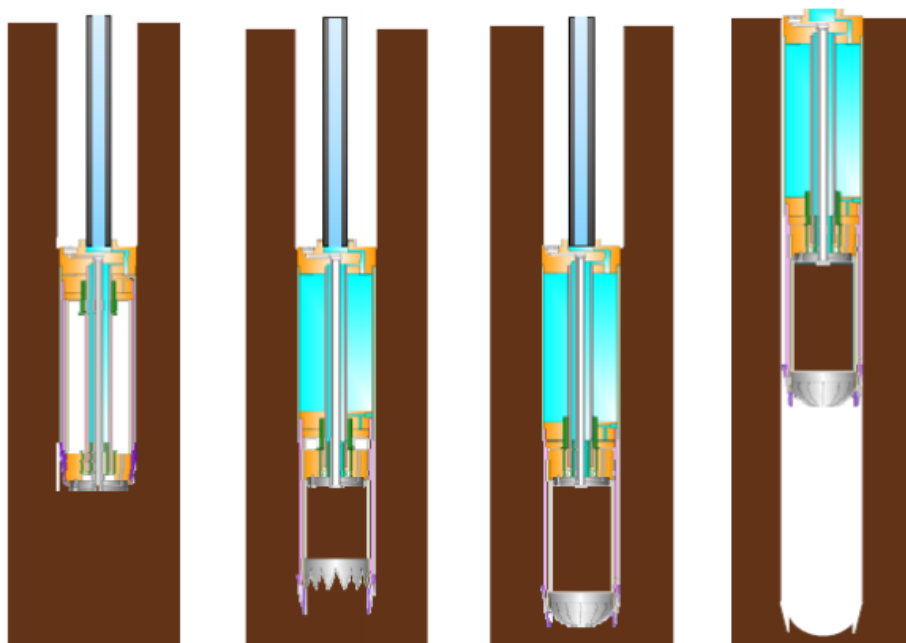


Fig. 2.4 - Ilustração da operação de amostragem do amostrador GP-S (Lee *et al.*, 2012, adaptado de Umehara *et al.*, 2015)

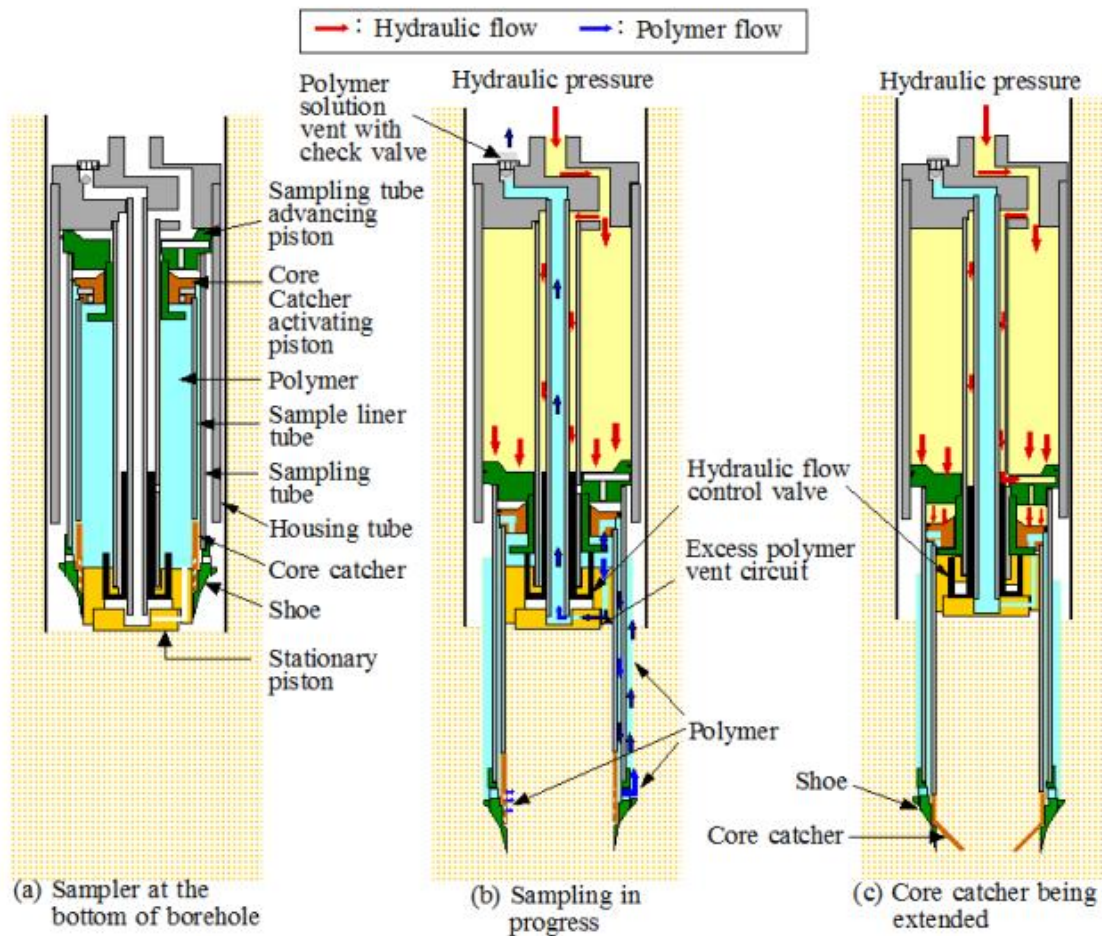


Fig. 2.5 - Ilustração esquemática do GP-S do processo de amostragem: a) Amostrador na base do furo; b) Amostragem em progresso; c) Core catcher a ser fechado parcialmente (Mori e Sakai, 2016)

#### 2.1.3.3. Qualidade das amostras do amostrador Gel-Push

A avaliação da qualidade das amostras permite estabelecer resultados confiáveis nos testes realizados em laboratório, sendo um aspeto crucial no propósito de caracterizar um solo. Não existindo uma exceção, a avaliação dos resultados das amostras de Gel-Push seguem os mesmos parâmetros de avaliação dos outros amostradores: uma inspeção visual da amostra, medição da tensão efetiva inicial ( $p'_0$ ), medição das deformações durante a reconsolidação e comparação das velocidades em campo como em laboratório. Estes parâmetros serão detalhadamente descritos no capítulo 2.5.1.

Num dos trabalhos elaborados por Taylor acerca do Gel-Push, Taylor (2015) descreveu que o design do amostrador GP-S demonstrou não ser o mais indicado no que toca à redução da compressão causada durante a recolha de amostras. Por outro lado, o design do *cutting shoe* apresentou ter bons resultados em areias densas médias pela inspeção visual e pela comparação das velocidades das ondas S. Relativamente à comparação dos dados *in situ* e em laboratório, Taylor (2015) recomendou a realização de um ensaio CPTu o mais próximo do furo a ser estudado pois as correlações CPT- $V_s$  manifestaram-se como uma boa estimativa das velocidades em areias que recentemente sofreram liquefação. A medição direta *in situ* de ondas S é necessária para a confirmação adequada das correlações.

## 2.2. PERTURBAÇÕES CAUSADAS PELOS AMOSTRADORES

### 2.2.1. EFEITOS PROVENIENTES DO TIPO DE AMOSTRADOR

Ao proceder a uma amostragem num solo é inevitável acabar por induzir várias perturbações nas amostras. Posto isto, o tipo de amostrador utilizado acabará por influenciar o grau de perturbação e por sua vez o desempenho das amostras.

Um exemplo muito explícito e evidente desta problemática foi apresentado por Tanaka *et al.* (2000), onde foi criada uma sistematização de resultados de ensaios de compressão não confinada em amostras de argila marinha, retiradas de uma profundidade de 10 metros com recurso a diversos amostradores.

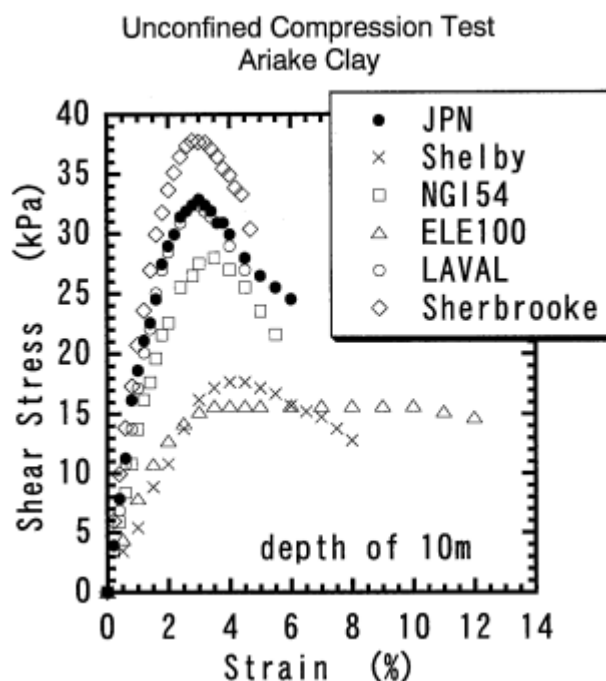


Fig. 2.6 - Resultados sobre o grau de perturbação provocado pelos amostradores nas argilas estudadas de Ariake (Tanaka, 2000)

Tanaka *et al.* (2000) comprovou a existência de uma diferença bastante pronunciada no que toca à tensão de compressão decorrente do grau de perturbação que acabou por ser induzido pelo amostrador na amostra, como demonstrado na Fig. 2.6.

### 2.2.2. EFEITOS PROVENIENTES DA GEOMETRIA DO AMOSTRADOR

Manter a elevada qualidade da amostragem é por si só já bastante difícil de controlar, contudo, durante a amostragem existe um fator de elevada importância e de mais fácil controlo. A geometria dos tubos amostradores tem sido alvo de estudos por muitos autores (Hight 2000, Taylor 2012, Clayton *et al.* 1998, entre outros), que permitiram concluir que a geometria tem uma elevada influência no grau da qualidade da amostra.

Segundo Baligh (1985), que desenvolveu o método da trajetória das deformações – “*Strain-Path Method*” – que permitiu uma melhor compreensão sobre a forma como as tensões são geradas pelo amostrador ao cravar o solo, a geometria do objeto penetrador terá um enorme efeito sobre as tensões no solo. Como se pode verificar pela Fig. 2.7, Baligh (1985) demonstrou através de um modelo a deformação padrão desenvolvida durante a penetração por um amostrador simples num solo argiloso saturado, em que ocorrem deformações ao longo de uma linha vertical do amostrador, desde que é introduzido até atingir o topo.

Ao analisar a Fig. 2.7 que demonstra o resumo das deformações axiais de um amostrador, é possível observar que um amostrador é submetido a três fases distintas de compressões triaxiais, nomeadamente:

- Numa fase inicial, na compressão inicial na parte dianteira do amostrador, onde uma deformação axial aumenta de zero para um valor máximo;
- Uma segunda fase de extensão junto à parede do amostrador, onde a deformação axial troca de compressão para extensão e atinge o valor máximo;
- E finalmente uma fase de descargas em extensão.

Assim como demonstra um resumo das deformações, a Fig. 2.7, também demonstra de forma muito clara que o grau de perturbação da amostra é dependente do rácio  $B/t$  do amostrador, quanto mais baixo esse rácio, maior serão as deformações sofridas pela amostra.

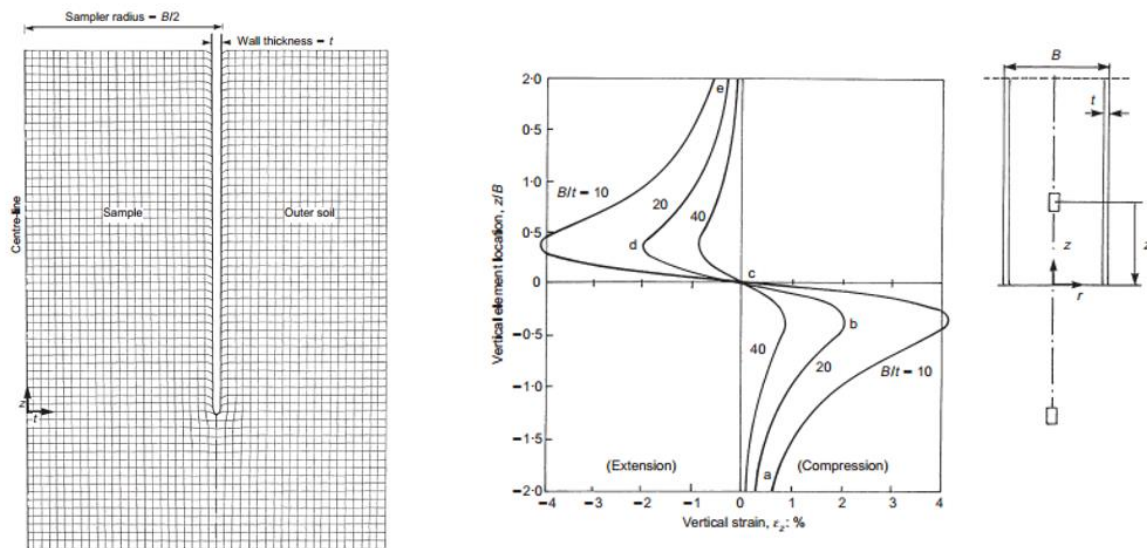


Fig. 2.7 - Modelação da penetração estática do amostrador simples (Baligh, 1985, adaptado por Hight, 2000)

Posteriormente, Clayton *et al.* (1998) prosseguiu o trabalho de Baligh *et al.* (1987) no diagnóstico dos diferentes detalhes da geometria do tudo amostrador.

Clayton *et al.* (1998) concluíram que para o estudo da geometria é necessário ter alguns parâmetros geométricos que influenciam a amostragem, nomeadamente:

- Razão das áreas,  $R_A$  - a razão das áreas é um dos parâmetros que influenciam o grau de perturbação do solo durante a amostragem. Hvorslev (1949) definiu a razão das áreas da seguinte forma.

$$R_A = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100 \quad (2.1)$$

Ao aumentar a razão das áreas, maior será a perturbação no solo, assim como resistência à penetração do amostrador e também a possibilidade de entrada solo em excesso.

- Razão de folga interna,  $R_I$ , e externa,  $R_E$  – associadas à mobilização de atrito nas paredes interiores e exteriores, são um dos principais fatores indutores de perturbação aquando da cravação do amostrador.

$$R_I = \frac{D_s - D_i}{D_i} \times 100 \quad (2.2)$$

$$R_E = \frac{D_e - D_t}{D_t} \times 100 \quad (2.3)$$

- Ângulo de bisel cortante,  $\alpha$  em relação à face externa,  $\beta$  em relação à face interna do amostrador – assim como ambas as razões aumentam, a perturbação também aumentará, o mesmo ocorre com o ângulo de bisel. Quanto maiores forem estes ângulos, maior será a perturbação.

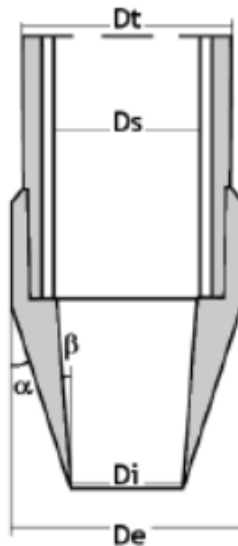


Fig. 2.8 - Geometria de um amostrador típico (Viana da Fonseca e Ferreira, 2004)



### 2.3. PERTURBAÇÕES PROVENIENTES DAS DIFERENTES FASES DE AMOSTRAGEM

À medida que se avança neste trabalho, vai-se tornando evidente que o uso de uma amostragem por sondagem acarretará sempre algum grau de alteração no solo. Segundo Hight (2000), à medida que as fases avançam (Fig. 2.9), os mais variados fatores induzem fortes alterações no estado de tensão dos solos amostrados, assim como podem provocar deformações volumétricas e distorcionais de importante relevância, que poderão por em causa a representatividade estrutural desses mesmos solos.

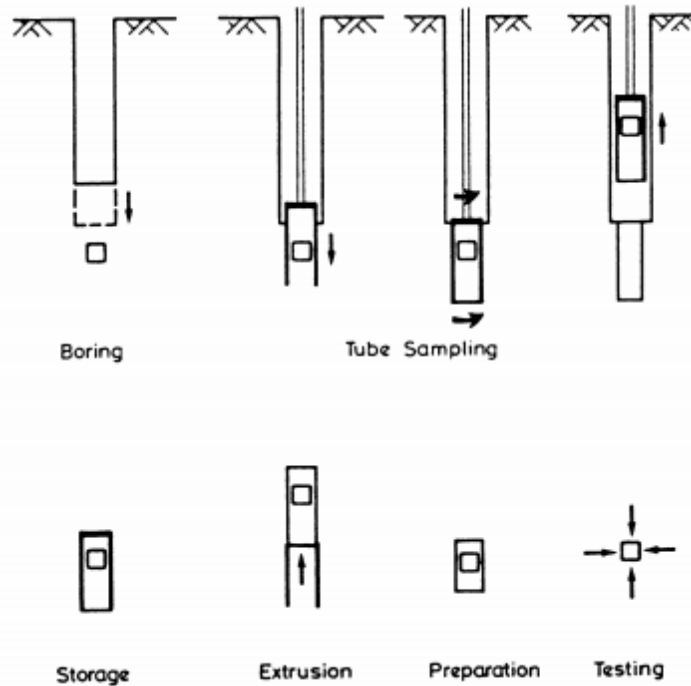


Fig. 2.9 - Fases da recolha de amostras, desde a extrusão à análise em laboratório (Hight, 2000)

As perturbações no solo irão ocorrer durante a perfuração da recolha de amostras, durante o transporte e armazenamento, e até mesmo durante a preparação para testes laboratoriais. Qualquer tipo de amostra retirada do solo, transferida posteriormente para o laboratório e preparada para testes será alvo de perturbações. Segundo Clayton *et al.* (1995), os mecanismos associados às perturbações poderão ser classificados como:

- Alterações a nível das condições de tensão;
- Deformações;
- Alterações na pressão neutra e índices de vazios;
- Alterações químicas;

A importância da perturbação será em função não apenas do processo de amostragem usado, mas também no tipo de solo a ser amostrado. Abaixo encontra-se o Quadro 2.7 com o resumo das diferentes perturbações que poderão ocorrer ao longo do processo de amostragem.



Quadro 2.7 - Mecanismos de perturbação (Clayton *et al.*, 1995)

Alterações	Antes da Amostragem	Durante da Amostragem	Durante a amostragem
Estado de Tensão	Descompressão	Descompressão	Descompressão
	Variações na pressão intersticial (água nos poros)	Variações na pressão intersticial	Variações na pressão intersticial
	Expansão	Expansão	Expansão
Deformações	Compactação	Fracturação	Perturbação durante a extração do tubo porta-amostra
	“Piping”	Mistura ou Segregação	Congelamento do solo
	“Caving”	Remoldagem	Sobreaquecimento
		Distorção	Vibrações e choques
		Compressão	
		Extensão	
Teor de Água e Índice de Vazios	Variação do teor de água	Variação do teor de água	Migração da água dentro da amostra
	Variação do Índice de Vazios	Variação do Índice de Vazios	Perda de humidade
Alterações Químicas	Reação do solo ou da água intersticial com o fluido da sondagem	Reação do solo ou da água intersticial com o fluido da sondagem ou com os tubos amostradores	Reação do solo ou da água intersticial com os tubos porta-amostra

## 2.4. PERTURBAÇÕES NA AMOSTRA

A boa avaliação dos parâmetros caracterizadores dos solos depende, entre outros fatores, de uma amostra representativa do solo, que evite perturbações na amostra tanto *in situ* como em laboratório.

Segundo Clayton *et al.* (1995), existem várias alterações que poderão ocorrer na amostra durante o transporte e o armazenamento. Essas alterações encontram-se de seguida descritas com melhor detalhe.

### 2.4.1. PERDA DE HUMIDADE

A perda de representatividade de uma amostra não se manifesta necessariamente pelo maior ou menor grau de perda de humidade, isto é, no caso das amostras remoldadas, estas não necessitam de ter o seu grau de humidade preservado, desde que essa perda não corresponda a uma perda de finos. O problema irá encontrar-se na perda de humidade nas amostras indeformadas, mais precisamente nos tubos porta-amostra dessas amostras indeformadas. Em 1949, Hvorslev apresentou uma série de resultados após ter realizado conjunto de ensaios com vários tipos de proteção de amostras contra a humidade, como exemplificado na Fig. 2.10.

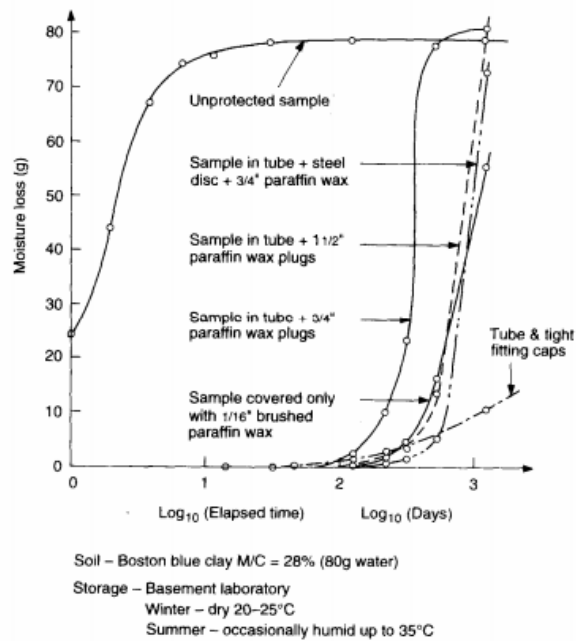


Fig. 2.10 - Variação do teor de água nas diferentes amostras (Hvorslev, 1949, adaptado por Clayton *et al.*, 1982)

Hvorslev (1949) concluiu que o melhor método seria mesmo o uso de parafina (Fig. 2.11) em conjunto com um disco de metal, apesar de que passados 6 meses, a parafina aplicada começaria a quebrar-se, sendo necessário outro tipo de controle para além da parafina.

Os tubos porta-amostra contêm tampas roscadas (ou não) e por isso é necessário garantir a sua estanquidade, envolvendo-os então por uma película plástica adesiva e/ou até mesmo selando em alguns casos com tampas de parafina. No caso em estudo, os tubos porta-amostra foram selados pela película plástica adesiva e por parafina.



Fig. 2.11 - Tubo selado contendo uma amostra

Neste tipo de proteção das extremidades das amostras é importante que os espaços vazios entre a amostra e as tampas sejam completamente preenchidos de forma a diminuir a perda de humidade por esses espaços vazios e também para evitar vibrações da amostra presente dentro do tubo ao longo do manuseamento. Após a recolha e o transporte, é também essencial que o laboratório disponha de uma câmara húmida, com humidade e temperatura controladas, desta forma a amostra será cuidadosamente armazenada, pois ambientes de armazenamento pouco húmidos levam também à perda de humidade.

#### 2.4.2. MIGRAÇÃO DA HUMIDADE NO INTERIOR DAS AMOSTRAS

A mitigação da humidade no interior das amostras pode ocorrer mesmo em amostras devidamente seladas, criando assim alterações significativas em parâmetros importantes tais como a resistência não drenada,  $c_u$ , e a compressibilidade. Na generalidade dos casos existem essencialmente dois tipos de efeitos de migração da humidade dentro das amostras: caso a amostra apresente mais do que um tipo de solo, ocorre a migração da água entre os diferentes tipos de solo existentes, e caso a amostra seja retirada com uma sondagem rotativa ou usando um tipo de amostrador que recorra ao auxílio de água no furo da sondagem, é induzida uma ligeira expansão da amostra e por consequente o aumento das pressões neutras no exterior da amostra.

#### 2.4.3. CONGELAMENTO

Provavelmente o efeito mais problemático no congelamento das amostras será o congelamento das argilas ou dos siltes. Camadas muito finas de gelo são formadas nas fissuras, enquanto o solo gradualmente fraturará à medida que a água é atraída para essas finas camadas de gelo. Posto isto, torna-se perceptível que amostras congeladas são amostras altamente perturbadas e como tal, nunca se deverá permitir que as amostras atinjam temperaturas inferiores a 4°C de forma a prevenir este problema (Clayton *et al.*, 1995).

#### 2.4.4. EFEITO DAS VIBRAÇÕES E CHOQUES

Durante o transporte das amostras podem ocorrer alguns fenómenos de vibrações, a perda de resistência e deformação, principalmente em solos moles, soltos ou argilas arenosas, isto é, em solos de baixa coesão. De forma a minimizar estes fenómenos nefastos deve-se transportar as amostras na posição vertical, bem assentes sobre uma base compressível, ou seja, um material que amortea e que segure bem a amostra como por exemplo sobre uma espuma.

Nada obstante ao máximo cuidado aquando do acondicionamento, transporte e armazenagem para evitar os efeitos descritos atrás, é ainda possível que sejam feitos testes com material perturbado devido a perturbações induzidas no laboratório.

As principais causas de amostras perturbadas no laboratório devem-se essencialmente a distrações e/ou descuidos no momento da extração. Algumas das falhas mais comuns dão-se ao aplicar uma pressão demasiado elevada no momento da extração com os métodos de corte e de retificação das amostras para as dimensões dos provetes, podendo também ocorrer danos infligidos nas dimensões dos provetes devido a deficientes técnicas de saturação ou de reconsolidação. (Clayton *et al.*, 1995).

## 2.5. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM

Num solo natural no seu estado anisotrópico, o número, profundidade e o local das amostras devem ser selecionados de forma a que os dados obtidos possam dar uma estimativa dos valores reais existentes *in situ*, assim como as propriedades da amostra retirada do solo deverão ser o mais realisticamente semelhantes às propriedades do solo no seu estado de repouso. Isto é, o ideal seria a não ocorrência de perturbações nas diferentes fases da amostra, ou seja, na amostragem, no manuseamento e no teste, de forma a garantir a qualidade possível da amostra.

Um importante fator, decisivo na determinação das características dos maciços, mas recorrentemente esquecido, na amostragem indeformada é a avaliação da qualidade da amostra e como essa qualidade poderá influenciar os resultados laboratoriais. A avaliação da qualidade pode ser realizada através da comparação de velocidades de ondas sísmicas, ou pelo módulo de distorção,  $G$ , em campo e em laboratório, assim como por inspeção visual da parte final da amostra e do amostrador e medição da tensão média efetiva inicial,  $p'$ , e das deformações durante a reconsolidação, sendo esta temática analisada em melhor detalhe mais à frente. Em certos casos, a radiografia por raio-x tem sido utilizada como uma alternativa não destrutiva de avaliação da qualidade da amostra.

### 2.5.1. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE UMA AMOSTRA

#### 2.5.1.1. Inspeção visual da amostra

Segundo Hight (2000), a inspeção visual da amostra é um método expedito e intuitivo na identificação de perturbações ou possíveis danos no solo amostrado. Trata-se de uma técnica empírica com algum carácter subjetivo, onde apesar da história de deformações na linha central entre camadas não ser detetada, isto é, apenas as grandes distorções na zona periférica podem ser identificadas, é um método bastante importante em termos de avaliação da redistribuição dos teores em água entre as camadas contíguas de areia e argila. Na Fig. 2.12, apresenta-se um exemplo de uma amostra de argila laminada por camadas de areia e silte, onde se pode verificar com bastante clareza a perturbação causada pelo tubo amostrador (Ferreira *et al.*, 2004)

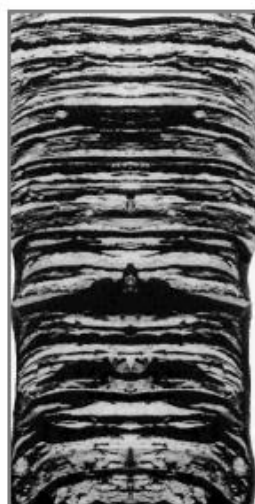


Fig. 2.12 - Inspeção visual da fábrica: perturbação numa argila laminada com camadas de areia e silte espaçadas de 10mm (Morecombe Bay), (Rowe, 1972, adaptado de Ferreira *et al.*, 2004)

### 2.5.1.2. Medição da tensão efetiva inicial $p'_0$

Na medição da tensão média efetiva inicial,  $p'$ , de acordo com Skempton e Sowa (1963); Ladd e Lambe (1963), a perda das tensões efetivas *in situ* poderá significar um determinado grau de perturbação do solo. Ao comparar  $p'$  com  $p'_0$  podemos verificar assim o grau de perturbação da amostra. Hight (2000) considerou que a medição do parâmetro  $p'_0$  deverá ser complementada por outras técnicas para uma adequada avaliação da qualidade das amostras.

### 2.5.1.3. Medição das deformações durante a reconsolidação

Ao estimar as deformações durante a reconsolidação, as deformações que ocorrem durante a reconsolidação dependem essencialmente da redução da tensão efetiva, redução essa que provém habitualmente da amostragem e da desestruturação experimentada. Este método segue a premissa que a qualidade de uma amostra pode ser avaliada pela deformação volumétrica,  $\varepsilon_v$ , necessária à reconsolidação para as tensões efetivas que ocorrem *in situ* (Andresen e Kolstad, 1979). Por outro lado, segundo Lunne *et al.* (1997), o índice de vazios é uma boa alternativa, tornando-se até um parâmetro mais direto e sistematicamente afetado pela perturbação ocorrente durante a amostragem (Viana da Fonseca e Ferreira 2001).

Quadro 2.8 - Critério de avaliação de qualidade a partir da variação volumétrica (adaptado de Lunne *et al.*, 1997)

$\Delta e/e_0$	OCR [**]	1 – 2	2 – 4
Qualidade[*]	Muito boa a Excelente	< 0,04	< 0,03
	Boa a média	0,04 – 0,07	0,03 – 0,05
	Fraca	0,07 – 0,14	0,05 – 0,10
	Muito Fraca	> 0,14	> 0,10

[\*] Utilização da amostra para caracterização das propriedades mecânicas

[\*\*] OCR = graus de sobreconsolidação

### 2.5.1.4. Comparação das velocidades de ondas sísmicas em campo e laboratório

Como método mais eficaz e simples de avaliação das amostras, surge o método de comparação de velocidades, que consiste em medir as velocidades das ondas sísmicas, nomeadamente as ondas S. Estas ondas S podem ser medidas *in situ* e em laboratório. Para a determinação das ondas *in situ*, as ondas poderão ser medidas por meio de ensaios sísmicos de campo: refração sísmica, SDMT, SCPTu, Cross-Hole (Fig. 2.13), entre outros. Posteriormente, estabelece-se uma comparação com os valores das velocidades medidas nas amostras ensaiadas em laboratório.

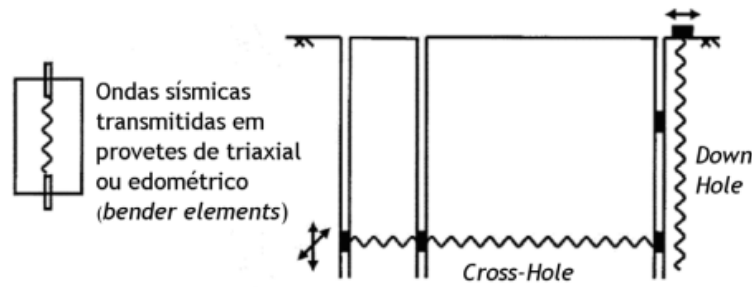


Fig. 2.13 - Comparação das ondas sísmicas medidas em laboratório com as medidas *in situ* (Ferreira, 2003, adaptado de Atkinson, 2000)

Para poder compreender melhor esta metodologia, será necessário compreender de forma detalhada a temática das ondas sísmicas.

### 2.5.2. ONDAS SÍSMICAS

Uma onda é uma perturbação que se propaga através de um meio, variando tanto no espaço como no tempo. No caso das ondas sísmicas, trata-se de vibrações que transportam energia para todas as direções através de movimentos bruscos e súbitos do solo, perturbando o equilíbrio inicial do solo, sendo este substituído por movimento. Esses movimentos reproduzem geralmente solicitações de dois tipos de ondas, volumétricas (ondas longitudinais, P e transversais, S) e ondas superficiais (*Rayleigh e Love*) (Fonseca, 2009).

#### 2.5.2.1. Ondas P

Dentro do caso das ondas volumétricas, as ondas longitudinais também designadas por ondas de dilatação, primárias e de compressão, ou então simplesmente ondas P, propagam-se a partir de movimentos de, como o próprio nome indica, compressão e extensão segundo a direção longitudinal, paralelamente à direção de propagação da onda. As ondas P tratam-se de ondas muito rápidas, normalmente deslocando-se a uma velocidade superior à anteriormente falada onda S. Estas ondas atingem os valores típicos de 330 m/s no ar e de 1500 m/s na água, e quanto mais rígido o material, maior será essa velocidade de propagação. A onda P pode ser calculada pela expressão:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.4)$$

em que M é o módulo de confinado,  $\rho$  é a massa específica,  $\nu$  o coeficiente de Poisson e o E o módulo de Young.

#### 2.5.2.2. Ondas S

As ondas S, também designadas por ondas de corte, propagam-se segundo movimentos distorcionais, sem gerar variações volumétricas. A direção do movimento das partículas é perpendicular à direção

de propagação (Ferreira, 2003). Na Fig. 2.14 encontra-se o esquema da propagação da onda S. A expressão de cálculo da onda S dá-se pela expressão:

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \frac{1}{(1 + \nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.5)$$

onde  $\rho$  é a massa específica,  $G$  o módulo de distorção,  $\nu$  o coeficiente de Poisson e o  $E$  o módulo de Young. No caso dos sismos, a uma certa distância do epicentro, o registo da onda S é feita logo após a chegada das ondas P. Os valores habituais de se registar das ondas distorcionais são de 40m/s para argilas moles, podendo ultrapassar 3500 m/s em rochas não alteradas.

Uma vez calculadas as velocidades das ondas S, torna-se assim possível a determinação de certas características dos materiais, como o módulo de distorção. Apesar da expressão 2.5 permitir estabelecer a relação existente entre o módulo de distorção e a velocidade das ondas S, o módulo de distorção é de difícil quantificação se não houver informação relativamente às ondas de corte. Uma relação empírica entre as ondas transversais e o módulo de distorção desenvolvida por Stokoe *et al.* (1995), Jamiolkowski *et al.* (1995) e Bellotti *et al.* (1996) diz-nos que para além das tensões de confinamento, as ondas S e o módulo de distorção são dependentes do índice de vazios, ficando:

$$G = A \times F(e) \times p'^{0.5} \quad (2.6)$$

$$V_s = \sqrt{A} \times \sqrt{F(e)} \times p'^{0.25} \quad (2.7)$$

Em que  $A$  representa uma constante do material,  $e$  o índice de vazios e  $p'$  a tensão média efetiva. Além disso, segundo Stokoe e Santamarina (2000), os parâmetros mais influentes no módulo de distorção e consequentemente na velocidade das ondas S, são as características granulométricas e mineralógicas dependentes do efeito do tempo e da cimentação estrutural que naturalmente poderá acontecer ao solo estudado. Este assunto será abordado em maior detalhe no capítulo 2.5.3.3.

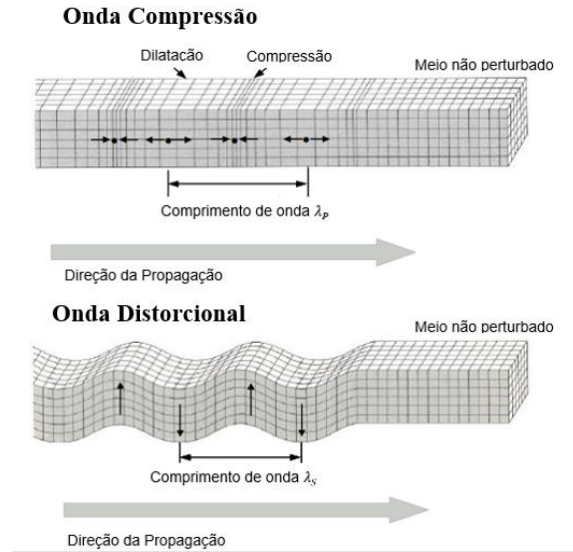


Fig. 2.14 - Propagação das ondas (adaptado de Stokoe e Satamarina, 2000)

#### 2.5.2.3. A importância das ondas S na qualidade da amostragem

Na geotecnia, as ondas sísmicas revelam-se bastante importantes na medição de alguns parâmetros do solo, nomeadamente a partir das ondas transversais excitadas pelos *bender elements*. Estas ondas, entre outras funcionalidades, permitem o estudo da qualidade, pelo desenvolvimento de alguns fatores importantes e definidores da amostra.

Assim como Barros (1996), que definiu que os parâmetros mais influentes na velocidade das ondas S são a tensão principal efetiva na direção da propagação da onda, a tensão principal efetiva na direção da vibração da partícula, o índice de vazios, o grau de saturação e o grau de cimentação, vários autores têm vindo a demonstrar a interligação das ondas transversais com a rigidez do solo (Ferreira, 2008).

Visto o módulo de distorção também tomar um importante papel no estudo das ondas transversais, Tatsuoka e Shibuya (1992) exploraram quais seriam os principais fatores caracterizadores da rigidez de solos e de rochas, sendo eles então:

- a heterogeneidade do material;
- a perturbação das amostras recolhidas;
- erros sistemáticos de medição;
- a dependência da rigidez relativamente ao nível das deformações e das tensões de corte;
- a anisotropia da rigidez;
- as opções experimentais;
- a dependência da rigidez relativamente ao nível da tensão de confinamento;
- a trajetória das tensões de corte;
- o método de carregamento,



Uma vez definido o módulo de distorção com base em todos os fatores caracterizadores da rigidez, é possível assim passar ao cálculo da velocidade e por sua vez, passar à análise da qualidade da amostra.

Ao utilizar o valor da velocidade das ondas transversais, é necessário primeiro eliminar o efeito do índice de vazios, normalizando-se em função do índice de vazios,  $F(e)$ .

A função  $F(e)$  pode tomar diferentes formulações para os diferentes tipos de solo (Ferreira, 2008). As formulações mais correntes encontram-se no Quadro 2.9.

Quadro 2.9 - Funções de índice de vazios em análise

Função	Expressão	Referência
$F(e)_1$	$\frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)}$	Hardin & Richart (1963); Iwasaki <i>et al.</i> (1978)
$F(e)_2$	$\frac{(1,46 - e)^2}{(1 + e)}$	Wichtmann & Triantafyllidis (2004)
$F(e)_3$	$e^{-x}$ com $x = 1,3$	Lo Presti (1995); Jamiolkowski <i>et al.</i> (1991)

A função utilizada neste trabalho será a Hardin & Richart (1963), que será mais à frente no capítulo 4 abordada.

Após calculado o efeito do índice de vazios, normaliza-se a partir da equação 2.8, as velocidades transversais tanto *in situ* como em laboratório, com base na equação:

$$V_s^* = \frac{V_s}{\sqrt{F(e)}} \quad (2.8)$$

Por fim, para a avaliação da qualidade da amostragem, Ferreira (2009) sugere:

$$V_s^{##} = V_s \frac{\sqrt{F(e)_{in situ}}}{\sqrt{F(e)_{laboratório}}} \quad (2.9)$$

Posto isto, as velocidades transversais são uma notável e acessível forma de avaliar a qualidade das amostras e não só, como se poderá ver ao longo deste trabalho.

## 2.6. LIQUEFAÇÃO

### 2.6.1. LIQUEFAÇÃO

Uma vez que este trabalho é na sua essência sobre a qualidade da amostragem em materiais arenosos, o assunto da liquefação acaba por estar sempre presente devido à relevância do tipo de solo que irá ser estudado.

O fenómeno da liquefação, durante ou após os sismos, tem sido durante várias décadas objeto de estudo. Mesmo antes de se conhecer este menos comum acontecimento, já existiam pequenas referências sobre o mesmo, tratando-se assim de um fenómeno ainda não compreendido na sua totalidade. Um desses relatos deu-se no terramoto de 1909 no Ribatejo. Segundo Choffat e Bensaúde, 1912:

*“A água ejetada por estas aberturas chegou a inundar certas áreas e as mulheres levantaram as saias por causa da altura da água.”;*

*“Alguns poços e furos de captação de água localizados nestas aluviões encheram-se de areia ou de água.”*

Posteriormente, Matos Fernandes (2012) concluiu resumindo que a liquefação é um evento recorrente na natureza onde o solo perde a sua resistência e rigidez através de solicitações não drenadas, cíclicas ou monotónicas, provocando o preenchimento dos poros com água, num curto intervalo de tempo, levando à redução do volume e a um aumento do excesso de pressão neutra. Este fenómeno ocorre maioritariamente em solos saturados finos de baixa coesão, que apresentem tendência à contração, isto é, onde o tempo do carregamento será menor que o tempo de drenagem, originando desta forma um comportamento contráctil.

## 2.6.2. DIFERENTES TIPOS DE ROTURA POR LIQUEFAÇÃO

### 2.6.2.1. Liquefação Cíclica

Liquefação cíclica, ou mobilidade cíclica, trata-se de um fenómeno de alterações significativas e permanentes, provocando deformações volumétricas contínuas. Estas deformações de carácter plástico vão aumentando devido à densificação provocada pelas oscilações das tensões cíclicas que tendem a aproximar as partículas entre si (Coelho, 2007). Este fenómeno ocorre quando o solo é submetido a uma tensão de corte menor que a resistência ao corte desse mesmo solo no seu estado de liquefação, ou seja, para ações cíclicas de pequena amplitude, enquanto é formado um excesso de pressões neutras, ocorre um decréscimo das tensões efetivas e um aumento das deformações. A liquefação cíclica dá-se em particular em areias soltas a densas, onde estas são sujeitas a ações cíclicas.

### 2.6.2.2. Liquefação Estática

A liquefação estática (ou por fluxo) ocorre com menos frequência em relação à liquefação cíclica, mas é responsável pelos maiores danos causados à superfície do terreno. Este tipo de liquefação ocorre quando a tensão de corte necessária para equilibrar uma determinada massa de solo é superior à resistência de corte do terreno no seu estado de liquefação, isto é, no rearranjar das partículas, a densidade do solo aumenta e por sua vez vão diminuindo os espaços vazios, forçando deste modo a água a ser expelida, provocando assim enormes fendas e por sua vez danos catastróficos. Este fenómeno dá-se maioritariamente em solos soltos contrácteis (Kramer, 1996).

Uma experiência levada a cabo no laboratório de TU Delft Geo-Engineering permite o entendimento da liquefação por fluxo de modo bastante simples. A experiência que decorre num tanque inclinável preenchido por água e solo, permite a visualização pelas janelas laterais do fenómeno de liquefação estática. Numa areia solta, a inclinação e o excesso de pressões neutras provocam o rearranjo das partículas, forçando a que os espaços de vazios diminuam, levando o solo a fazer um movimento de

deslize até à base, como demonstrado nas Fig. 2.15 e Fig. 2.16. Uma vez dissipado o excesso de pressões de neutras, o material retorna ao seu comportamento sólido.

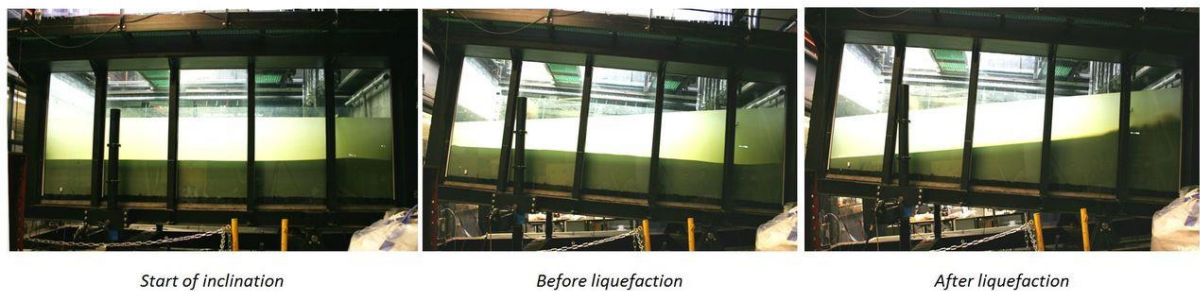


Fig. 2.15 - Etapas do ensaio (AC-Team)

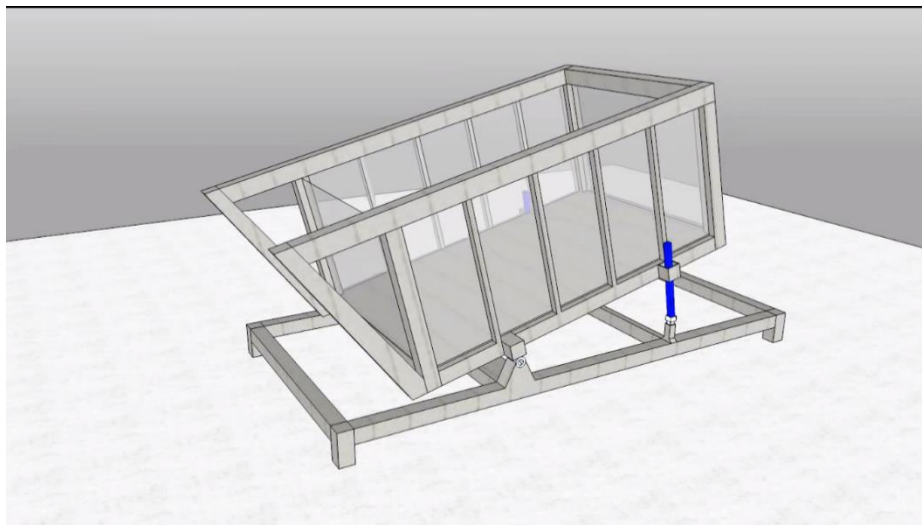


Fig. 2.16 - Esquema geral demonstrativo do tanque de liquefação estática ou por fluxo (Clemens Krapfenbauer, 2014)

A liquefação por fluxo ocorre com maior frequência em carregamentos rápidos, precipitação em excesso e na elevação do nível da água em depósitos de materiais granulares, como é o caso das barragens de rejeitos de mineração.

Na figura Fig. 2.17 encontra-se um breve esquema proposto por Robertson (1994) que explica o processo de entendimento dos diferentes tipos de liquefação. Este esquema começa naturalmente pela caracterização do material e posteriormente dividindo-se em dois grandes grupos de tipos de comportamento: *strain softening* (amolecimento) e *strain hardening* (endurecimento).

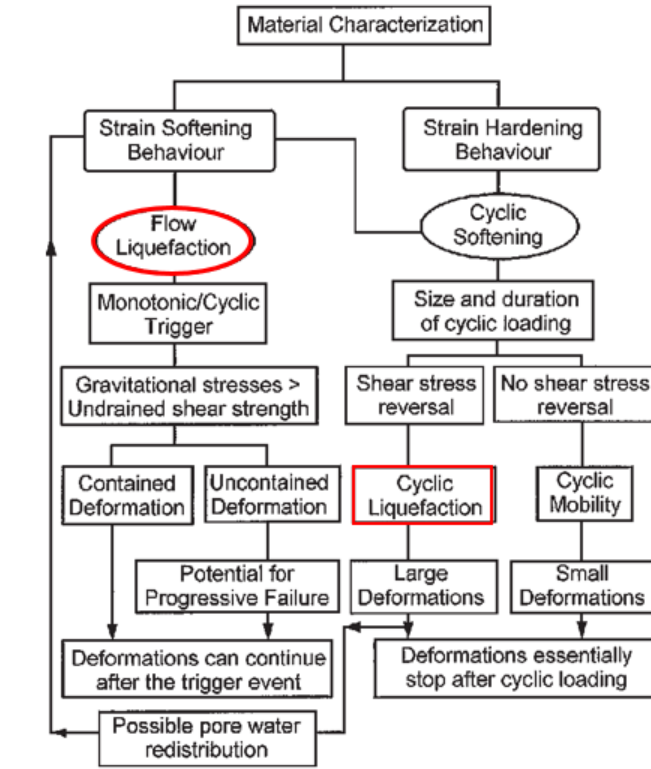


Fig. 2.17 - Esquema de avaliação de liquefação proposto por Robertson (1994)

### 2.6.3. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO

#### 2.6.3.1. Composição do material

Como já foi anteriormente falado, a composição do material é o fator chave na liquefação. Apesar de durante muitos anos o conceito de solo liqueficável ter sido aplicado apenas a materiais arenosos, concluiu-se que o que mais influencia a liquefação não é propriamente o diâmetro das partículas, mas sim a distribuição das mesmas. Tsuchida (1970) demonstrou que o desenvolvimento e suscetibilidade de ocorrência de liquefação dá-se num intervalo de faixas limite de distribuição granulométrica da Fig. 2.18. Anos mais tarde, Wang (1979) resumiu de forma mais simplista que os parâmetros que satisfazem o conceito de solo suscetível a liquefação são:

- Fração fina:  $0,005 \text{ mm} \leq 15\%$ ;
- Limite de liquidez,  $w_L \leq 35\%$ ;
- Teor de água  $\geq 0,9 w_L$ ;
- Índice de liquidez  $\leq 0,75$ .

Posteriormente Terzaghi *et al.* (1996) comprovou que um solo bem graduado é menos suscetível ao fenómeno de liquefação devido ao facto das partículas de menor dimensão preencherem os vazios, resultando numa menor variação volumétrica (sob condições drenadas) e em menores valores de pressão neutra (sob condições não drenadas). Igualmente e em suma, Kramer (1996) constatou que a distribuição granulométrica de um solo possui uma enorme influência no fenómeno da liquefação, acrescentando também um forte peso na forma das partículas e no índice de plasticidade.

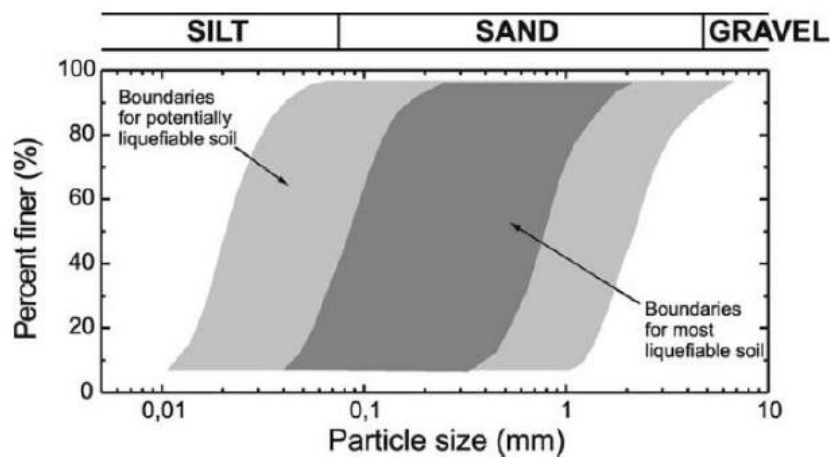


Fig. 2.18 – Faixas limite de distribuição granulométrica de solos suscetíveis de desenvolver liquefação (Tsuchida, 1970)

### 2.6.3.2. Teoria do Estado Crítico

Para além da composição do material, a suscetibilidade do solo à liquefação depende também do estado inicial do solo, isto é, da tensão e da densidade do solo aquando de um sismo, uma vez que a tendência de gerar excessos de pressão neutra é fortemente influenciada pela tensão e densidade inicial.

Casagrande (1936) realizou uma série de ensaios triaxiais drenados com controlo das deformações em areias soltas a densas e concluiu que ambas as areias possuem comportamentos diferentes. Os resultados demonstrados na Fig. 2.19, que formam o pilar da compreensão do comportamento das tensões efetivas nos solos, mostra que as amostras testadas à mesma tensão efetiva apresentaram a tendência para atingir o mesmo valor de compacidade, sendo esse valor de compacidade designado por índice de vazios crítico,  $e_c$ . Outra conclusão retirada foi que, durante o corte não drenado, as areias soltas contraem enquanto que as areias densas inicialmente contraem, mas rapidamente começam a mostrar um comportamento dilatante.

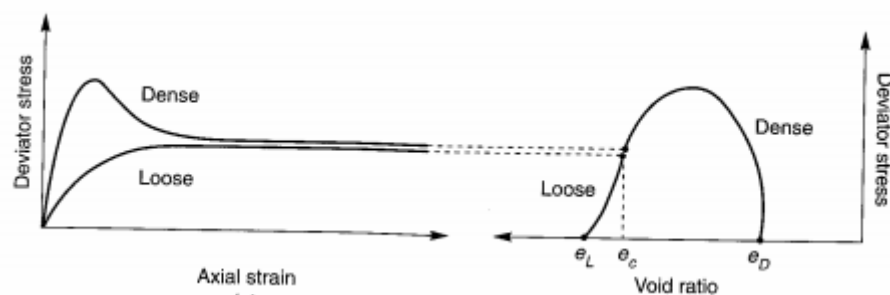


Fig. 2.19 - Comportamento dos solos segundo Casagrande (1936):  $e_L$  - índice de vazios inicial do solo solto;  $e_D$  - índice de vazios inicial do solo denso;  $e_c$  - índice de vazios crítico (adaptado de Kramer, 1996)

Durante a realização de ensaios a diferentes tensões efetivas de confinamento, Casagrande (1936) demonstrou que o índice de vazios crítico é unicamente relacionado com as tensões de confinamento

através de uma linha de índice de vazios crítico (LVC). Ao definir o estado do solo em termos de índice de vazios e tensões efetivas de confinamento, a LVC serve de limite de separação entre estados contráteis e dilatantes. Uma vez que permite esta separação de estados de solo, a linha LVC permite também assim separar os solos suscetíveis à liquefação dos não suscetíveis à liquefação, como demonstrado na Fig. 2.20 seguinte.

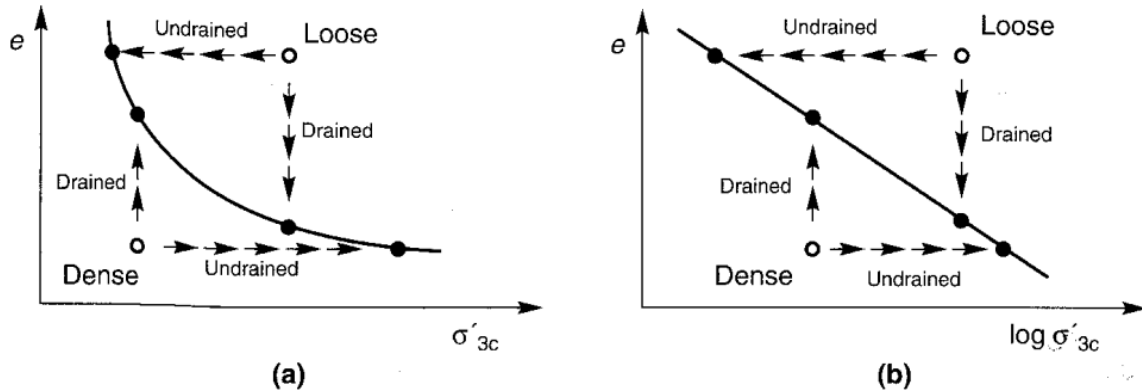


Fig. 2.20 - LVC; a) comportamento de solos soltos e densos em condições drenadas e não drenadas; b) fronteira entre materiais suscetíveis e não suscetíveis à liquefação estática (adaptado de Kramer, 1996)

Subsequentemente, Castro (1969) realizou uma série de ensaios triaxiais não drenados, estáticos e cíclicos, em areias consolidadas anisotropicamente e isotropicamente (Kramer, 1996). Foram analisados três tipos de comportamento tensão-deformação, ilustrados em amostras consolidadas anisotropicamente, demonstrados na Fig. 2.21. A amostra solta (amostra A) exibiu um pico de resistência não drenada para pequenas deformações, posteriormente “colapsando” pela diminuição da tensão de desvio, dando origem ao que Castro designou como liquefação. Já na amostra densa (amostra B), inicialmente demonstrou um comportamento contrátil, mas posteriormente dilatante até uma tensão efetiva elevada, atingindo também uma resistência ao corte elevada, como esperado e já explicado anteriormente. Finalmente, a amostra C que representa os solos de densidade média, de comportamento inicial semelhante à amostra A, com um pico de resistência a baixas deformações e um rápido decréscimo da tensão de desvio com o aumento das deformações. Analisando o ponto C na curva, constata-se que a partir de um determinado ponto, esta tendência inverte-se, passando o solo a exibir um comportamento expansivo. Ishihara (1975) denominou este ponto como “ponto de transformação de fase” (Kramer, 1996).

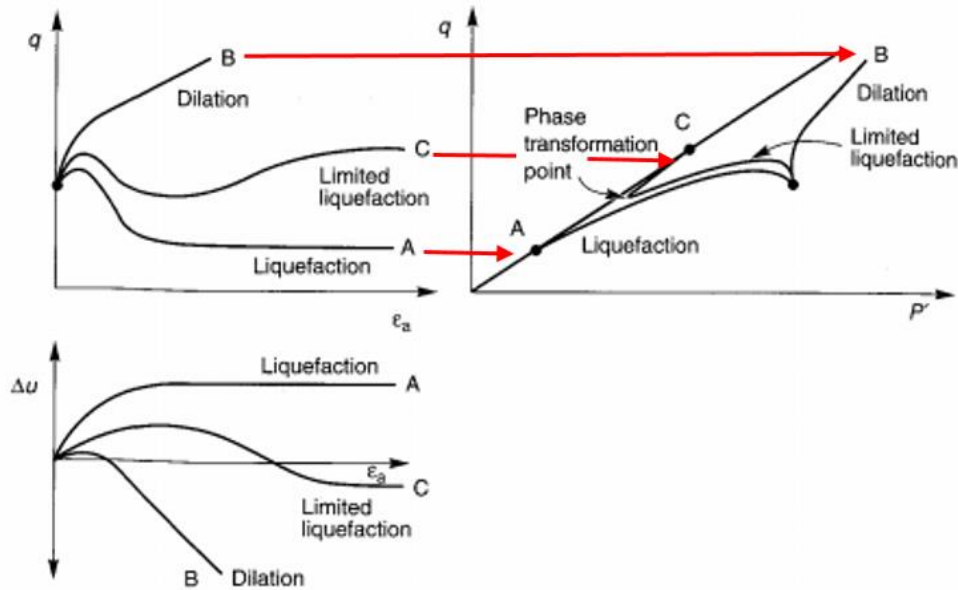


Fig. 2.21 - Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) (adaptado de Kramer, 1996)

Conclui-se então que um solo com uma determinada compacidade pode ser suscetível à liquefação para tensões de confinamento baixas (amostra A), não se verificando o mesmo para tensões de confinamento mais elevadas (amostra B e C). Assim sendo, Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado,  $\psi$ , que se relaciona com o índice de vazios do estado inicial e do estado crítico, ou permanente.

$$\psi = e_0 - e_{crit} \quad (2.10)$$

Onde:

- $\psi$  é o parâmetro de estado;
- $e_0$  é o índice de vazios do estado inicial (*in situ* é o estado de repouso; em laboratório é o do fim do processo de saturação);
- $e_{crit}$  é o índice de vazios crítico (“*steady state*”) ou de estado permanente.

Posto isto, para um solo liquefazer, o comportamento de solos não coesivos depende da proximidade do seu estado inicial ao estado crítico, isto é, se o parâmetro de estado for positivo, o solo contrai logo podendo ser suscetível à liquefação. Caso o parâmetro seja negativo, o solo tende a expandir, por sua vez deixando de ser suscetível à liquefação em carregamentos monotônicos, mas podendo liquefazer através de carregamentos cíclicos.

#### 2.6.4. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO *IN SITU*

##### 2.6.4.1. Considerações gerais

Para a caracterização da suscetibilidade à liquefação *in situ* serão necessários alguns parâmetros. Para o cálculo dos parâmetros referentes ao sismo e à resistência do maciço é utilizada uma abordagem

baseada nas ações cíclicas dos solos para a avaliação do potencial de liquefação iniciada por Seed e Idriss (1967), que comparou razões de ações sísmicas (CSR - *Cyclic Stress Ratio*) induzidos por sismos, com razões de resistência cíclica (CRR - *Cyclic Resistance Ratio*) dos solos (Boulanger e Idriss, 2014). Estas razões inicialmente eram apenas correlacionáveis com os dados SPT, mas posteriormente também correlacionáveis com os parâmetros CPT, DMT e  $V_s$ .

Boulanger e Idriss (2014) propõem a abordagem mais atual para a avaliação da liquefação, em que o cálculo da razão da ação sísmica CSR é feita pela equação proposta por Seed e Idriss (1967):

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} r_d \quad (2.11)$$

Onde  $\sigma_v$  é a tensão total vertical a uma profundidade  $z$ ,  $\sigma'_v$  a tensão efetiva vertical,  $a_{m\acute{a}x}/g$  é a aceleração máxima horizontal segundo o Eurocódigo 8, e  $r_d$  o coeficiente de redução das tensões que considera a flexibilidade da coluna de solo, determinado pela equação 2.12 proposta por Boulanger e Idriss (2014) ou pelo gráfico da Fig. 2.22:

$$r_d = e^{[\alpha(z) + \beta(z)M]} \quad (2.12)$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad (2.13)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad (2.14)$$

Em que  $z$  representa a profundidade em metros e  $M$  a magnitude do sismo. Este parâmetro foi utilizado de igual forma nos cálculos referentes ao SPT e ao CPT.

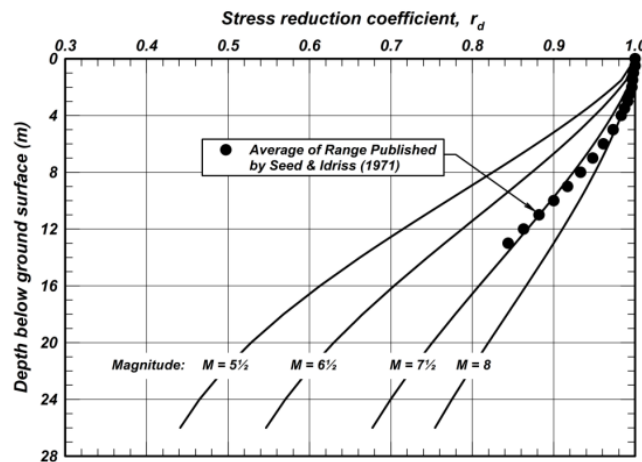


Fig. 2.22 - Evolução de  $r_d$  com a profundidade (Boulanger e Idriss, 2014)



A abordagem considerada neste trabalho irá ser a abordagem de Idriss e Boulanger (2010) pelo facto de esta considerar a profundidade assim como o fator de escala de magnitude do sismo.

$$CSR_{M \neq 7,5, \sigma'_v = 1 atm} = 0,65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{máx}}{g} r_d \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \quad (2.15)$$

Em que MSF é o fator de escala de magnitude de Idriss (1998) e  $K_\sigma$  é o fator de correção de sobrecarga, cujas equações são:

$$\text{Areias:} \quad MSF = 6,9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (2.16)$$

$$\text{Argilas:} \quad MSF = 1,12 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) + 0,828 \leq 1,13 \quad (2.17)$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1,1 \quad (2.18)$$

em que  $P_a$  é a pressão atmosférica (100 kPa) e o coeficiente  $C_\sigma$  varia do CPT para o SPT, estando os valores de  $q_{c1 Ncs}$  e  $(N_1)_{60cs}$  restritos a 211 kPa e 37 pancadas, respetivamente, onde:

$$C_\sigma = \frac{1}{37,3 - 8,27(q_{c1 Ncs})^{0,264}} \leq 0,3 \quad (2.19)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0,3 \quad (2.20)$$

O fator MSF pode também ser estimado com base no gráfico da Fig. 2.23, onde se encontram as várias propostas de estimativa do MSF com base na magnitude do sismo.

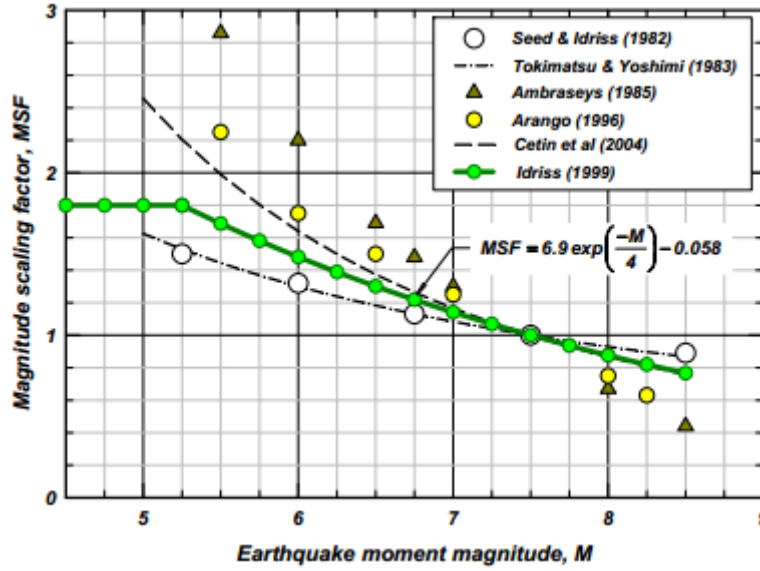


Fig. 2.23 - Curvas MSF propostas por vários autores (Boulanger e Idriss, 2014)

Um resumo em formato de esquema do processo de cálculo do que foi anteriormente desenvolvido encontra-se representado na Fig. 2.24.

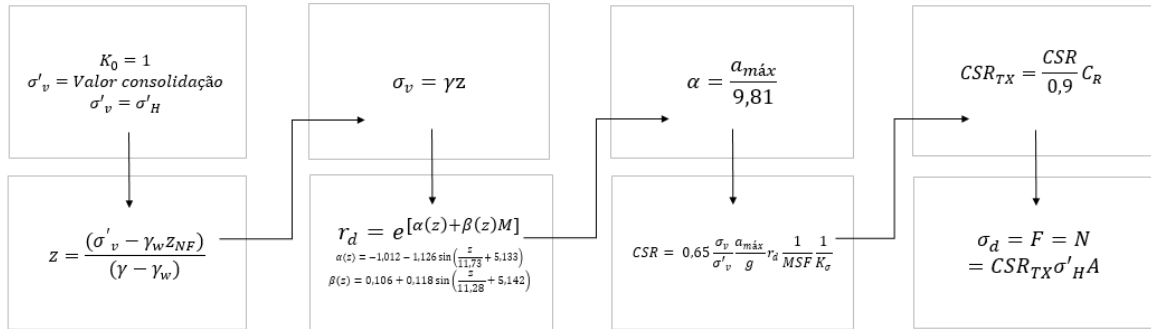


Fig. 2.24 - Processo de cálculo da amplitude sísmica

#### 2.6.4.2. SPT

No caso dos dados SPT, para a avaliação de CRR, é necessário primeiro tratar os dados brutos  $N_{60}$  obtidos *in situ*. Segundo Boulanger e Idriss (2014):

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad (2.21)$$

De seguida, por conveniência matemática, faz-se uma correção para  $(N_1)_{60,cs}$ , em que todos os valores de  $(N_1)_{60}$  são tratados como um solo com uma percentagem de finos inferior a 5%.

$$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.22)$$

Onde  $\Delta(N_1)_{60}$  é calculado pela expressão:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left( 1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left( \frac{15,7}{FC + 0,01} \right)^2 \right) \quad (2.23)$$

em que FC é a percentagem de finos da amostra do solo a estudar.

A correção dá-se por terminada com a determinação do fator corretivo  $C_N$ :

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1,7 \quad (2.24)$$

$$m = 0,784 - 0,0768 \sqrt{(N_1)_{60,cs}} ; (N_1)_{60,cs} \leq 46 \quad (2.25)$$

Onde  $P_a$  é a pressão atmosférica, como referido anteriormente. Uma alternativa às equações é o gráfico da figura Fig. 2.25 que relaciona a fração de finos com  $(N_1)_{60}$  e que exemplifica de modo geral a variação dos parâmetros.

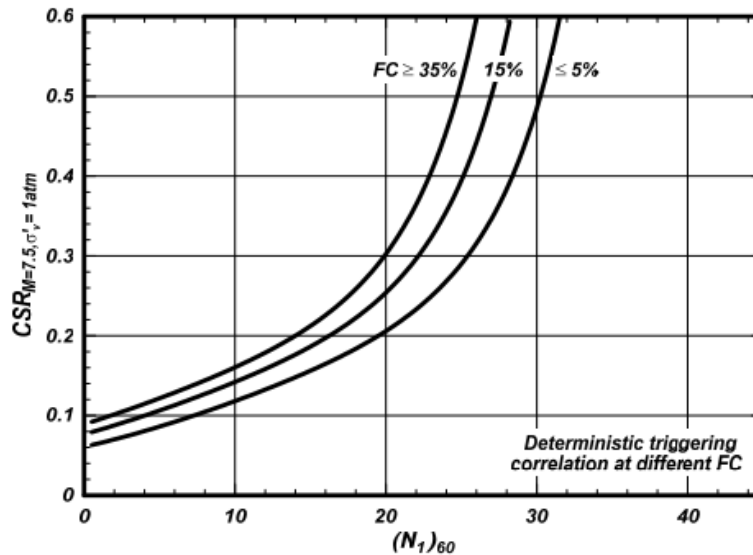


Fig. 2.25 - Curvas que relacionam FC com  $(N_1)_{60}$  (Boulanger e Idriss, 2014)

Com todos os fatores calculados, podemos assim calcular o valor de resistência  $CRR_{7,5}$  para uma magnitude de referência de 7,5 com a expressão:

$$CRR_{7,5} = \exp \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{14,1} + \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{23,6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right) \quad (2.26)$$

#### 2.6.4.3. CPT

Para a análise dos dados do CPT, é indicada a abordagem tendo em conta o método de Robertson (2009) desenvolvido do método de Robertson e Wride (1998). Na Fig. 2.26 é possível observar de forma clara os passos necessários a adotar para o cálculo do  $CRR_{7,5}$ .

Para dar início ao fluxograma da figura Fig. 2.26 são usados os dados não corrigidos do ensaio CPT, como a resistência de ponta ( $q_c$ ), a resistência lateral ( $f_c$ ) e a pressão neutra ( $u$ ). A partir destes valores são determinadas as tensões totais ( $\sigma_v$ ) e as tensões efetivas ( $\sigma'_v$ ) pelas equações 2.27 e 2.28 apresentadas de seguida, onde  $\gamma$  é o peso volúmico ( $\text{kN/m}^3$ ),  $\gamma_w$  é o peso volúmico da água ( $\text{kN/m}^3$ ) e  $z$  a profundidade a estudar (m). Uma vez calculadas estas tensões, dá-se início ao sistema iterativo.

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (2.27)$$

$$\sigma'_v = \sum \gamma \times z - \gamma_w \times z_w \quad (2.28)$$

Uma vez calculado o valor de  $CRR_{7,5}$ , é necessário impor um fator corretivo que torne representativa a magnitude do sismo a que o solo irá ser exposto. Esse fator corretivo será o fator de escala da magnitude,  $MSF$ , baseado no método NCEER e Youd *et al.* (2001). Segundo Robertson (2009), o fator deverá ser expresso pela seguinte equação:

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}} \quad (2.29)$$

Em que  $M$  é a magnitude para a verificação de potencial de liquefação em função do concelho, período de retorno e classe de importância presentes no Eurocódigo 8 – Parte 5 – Anexo NA.I.

Posto isto, a razão da resistência cíclica corrigida ficará:

$$CRR = MSF \times CRR_{7,5} \quad (2.30)$$

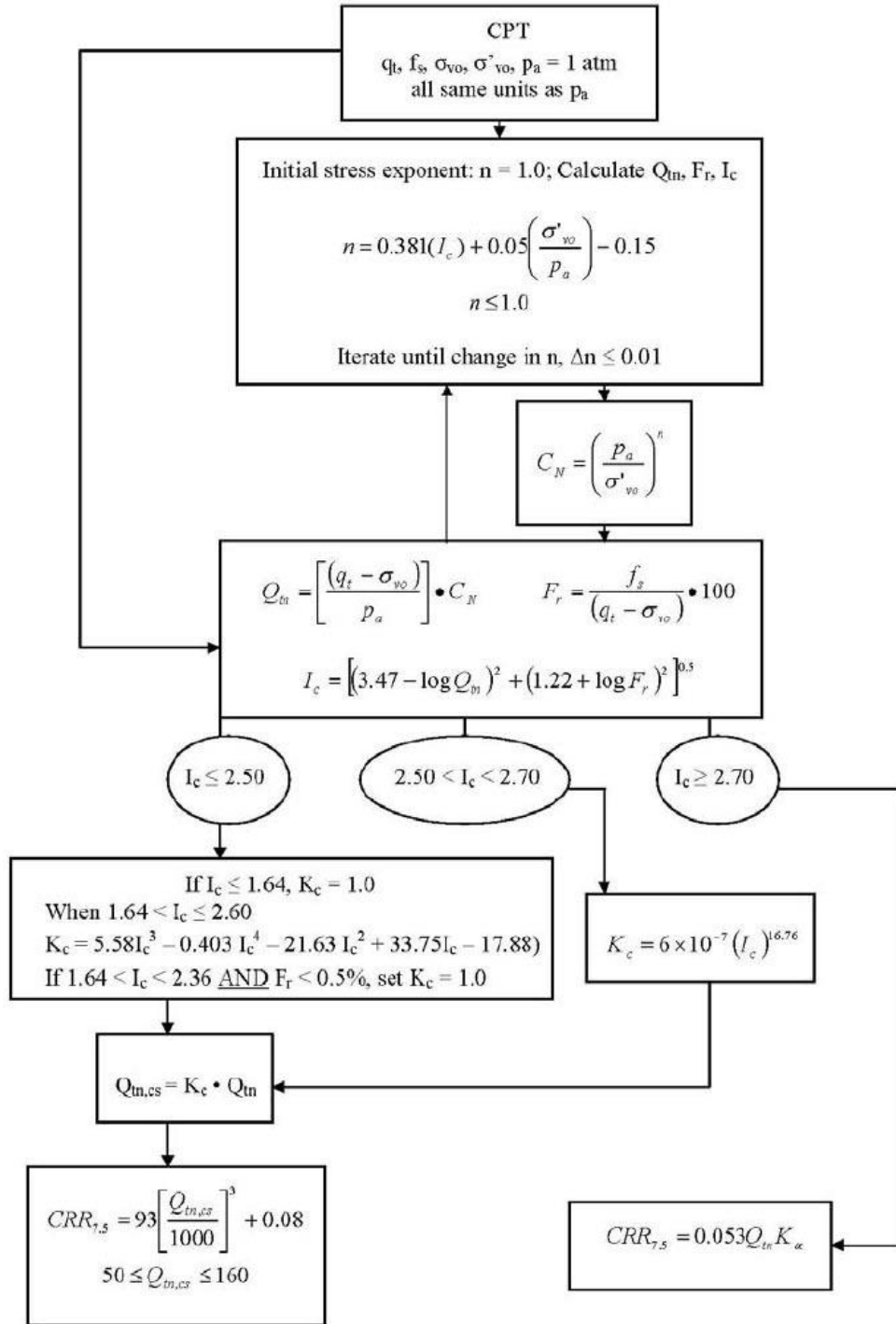


Fig. 2.26 - Fluxograma para a avaliação do CRR com dados CPT (Robertson, 2010)

Por outro lado, Idriss e Boulanger (2014) defendem que a expressão de CRR para solos não coesivos ( $FC \leq 5\%$ ) deve ser expressa pela equação:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \left( \frac{q_{c1Ncs}}{113} \right) + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2,8 \right] \quad (2.31)$$

Onde  $q_{c1Ncs}$  é a resistência de ponta normalizada equivalente a areia limpa. Uma alternativa ao sistema iterativo e à expressão 2.31 seria a curva da Fig. 2.27, que relaciona a fração de finos com a resistência de ponta normalizada,  $q_{c1N}$ . Esta resistência de ponta é dada pela expressão:

$$q_{c1N} = C_N \frac{q_c}{P_a} \quad (2.32)$$

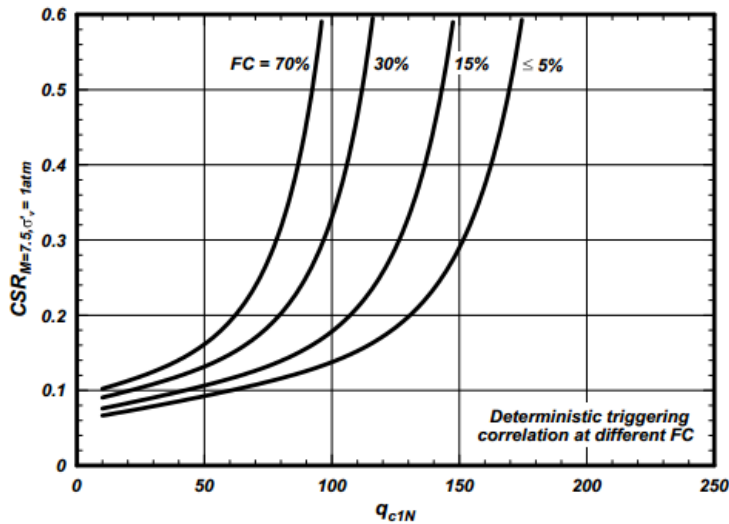


Fig. 2.27 - Curvas que relacionam FC com  $q_{c1N}$  (Boulanger e Idriss, 2014)

#### 2.6.4.4. Avaliação da suscetibilidade à liquefação através de ondas sísmicas

Uma alternativa à avaliação da suscetibilidade à liquefação através dos dados dos ensaios SPT e CPT é através de ondas sísmicas. Andrus e Stokoe (1997, 2000) conceberam um novo critério para a leitura das ondas de corte ( $V_s$ ) *in situ* que apresenta algumas vantagens, uma vez que as velocidades das ondas de corte assim como a resistência à liquefação do solo estão intrinsecamente ligadas à compacidade e ao estado de consolidação do terreno (Andrus e Stokoe, 1999). Por outro lado, este método também possui as suas limitações. Uma das suas maiores limitações parte do facto das velocidades das ondas sísmicas estarem associadas às pequenas deformações, enquanto que o fenómeno da liquefação se encontra associado às grandes deformações. Outro problema no que toca ao uso de ondas sísmicas, mais precisamente ao uso de ondas S, é que caso o intervalo entre medições das velocidades das ondas S for demasiado elevado, torna-se difícil de identificar estratos de pequena dimensão (Fonseca, 2009). Outra limitação cai no facto dos ensaios sísmicos não fornecerem amostras para laboratório que permitam a classificação e observação do solo. Alguns autores defendem que as ondas distorcionais S são particularmente sensíveis a fatores de estrutura, podendo fazer uma má classificação ao solo em relação à sua probabilidade de ser ou não liquefícável. Posto isto, de forma a normalizar a velocidade das ondas de corte, Andrus *et al.* (2000) propôs a expressão:

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad (2.33)$$

Onde  $V_{s1}$  é a velocidade das ondas de corte normalizadas,  $V_s$  a velocidade das ondas de corte,  $P_a$  a pressão atmosférica (100 kPa) e  $\sigma'_{v0}$  a tensão efetiva vertical inicial. Ao normalizar a velocidade da onda S, é de notar o quanto o estado de tensão do solo influencia a propagação da onda S.

Uma vez calculada a velocidade da onda S normalizada, torna-se assim possível calcular a razão de resistência através da curva proposta por Andrus e Stokoe (2000) que neste caso é a que mais se adequa aos solos deste trabalho por ter sido realizada em solos não cimentados, em terrenos Holocénicos e para diferentes percentagens de finos.

$$CRR = \left[ 0,022 \left( \frac{K_c V_{s1}}{100} \right)^2 + 2,8 \left( \frac{1}{V_{s1}^* - K_c V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] MSF \quad (2.34)$$

Onde  $V_{s1}^*$  é o limite superior de  $V_{s1}$  para a ocorrência de liquefação,  $K_c$  trata-se de um fator que corrige o efeito da idade em  $V_s$  e os valores 0,022 e 2,8 são parâmetros de ajuste à curva. Esta será a expressão de CRR utilizada neste trabalho.

O fator  $K_c$  será igual a:

- 1 no caso de solos não cimentados recentes (Holocénico);
- No caso de solos antigos, em que as constantes podem ser avaliadas recorrendo às equações e medições locais de  $N_{SPT}$ - $V_s$  conforme proposto por Andrus *et al.* (2003).

Andrus e Stokoe (2000), baseados nas correlações de  $N_{SPT}$ - $V_s$  e nos casos históricos, apresentaram as seguintes condições de estimação dos valores limites de  $V_{s1}^*$  para os quais não se espera a ocorrência de liquefação.

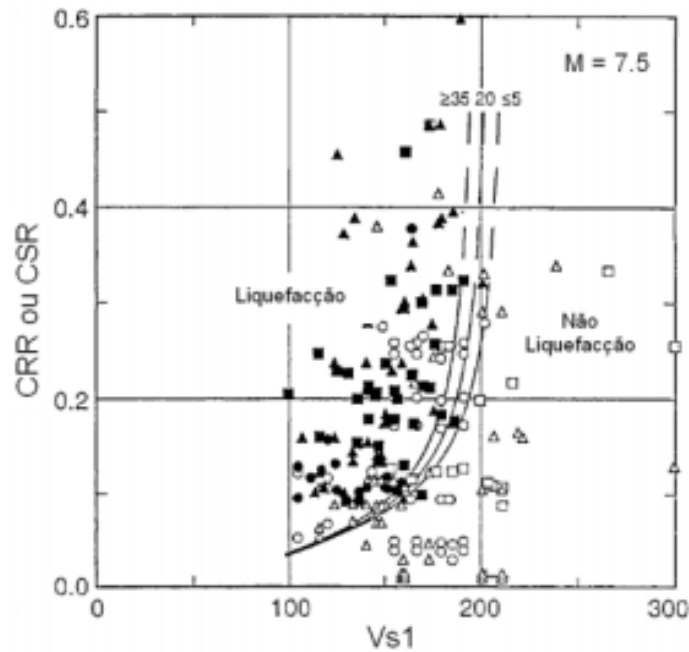
$$V_{s1}^* = 215 \text{ m/s para FC} = 5\% \quad (2.35)$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0,5(FC - 5) \text{ m/s para } 5\% < FC < 35\% \quad (2.36)$$

$$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s para FC} > 35\% \quad (2.37)$$

Em que FC é a percentagem de finos.

As três curvas posteriormente na Fig. 2.28 representadas por Andrus e Stokoe (2000) permitem verificar o potencial de liquefação de um determinado material, sendo conhecido o  $V_{s1}$ , CRR ou CSR e será mais à frente utilizado para as amostras em estudo.

Fig. 2.28 - Relação entre  $V_{s1}$  e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000)

#### 2.6.5. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO EM LABORATÓRIO

Através de ensaios laboratoriais, é possível replicar um sismo até determinada escala. Mas é apenas possível reproduzir até determinado ponto pois apesar de haver esta possibilidade, a simulação de um sismo num ambiente controlado como um laboratório, por muito preciso que se tente ser, nunca será possível retratar exatamente um sismo. Um corte cíclico é feito a uma amplitude exata e constante, não correspondendo assim a uma verdadeira ação sísmica com as suas características transitórias, tempestivas e irregulares.

As amplitudes utilizadas nos ensaios realizados neste trabalho estão de acordo com o Eurocódigo 8 (2002) e foram determinadas pela razão de tensão cíclica (CSR) proposta por Seed e Idris (1971) para cortes cíclicos a amplitude constante.

Seed e Idris (1971) propuseram um método simplificado que permite calcular o  $CSR_{in situ}$  com base na aceleração máxima na superfície do terreno. Este método simplificado define que o CSR varia consoante o tipo de ensaio que se quer recriar, isto é, para um ensaio de corte simples o valor de CSR é calculado pela razão:

$$CSR_{ss} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.38)$$

em que a tensão de corte cíclica dá-se por  $\tau_{av}$  e a tensão efetiva vertical inicial (de repouso) por  $\sigma'_{v0}$ . Já para um ensaio triaxial cíclico o CSR é definido por:



$$CSR_{tx} = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_m} \quad (2.39)$$

onde  $\sigma_d$  é a tensão de desvio cíclica e  $\sigma'_m$  a tensão efetiva média de confinamento.

Kramer (1996) posteriormente criou uma relação necessária entre as duas expressões através de um parâmetro corretivo  $c_r$ , que depende do coeficiente de impulso em repouso:

$$CSR_{ss} = c_r \times CSR_{tx} \quad (2.40)$$

No Quadro 2.10 está apresentada uma série de propostas de diferentes autores para o fator corretivo  $c_r$ .

Quadro 2.10 - Valor do fator corretivo,  $c_r$

Referência	Equação	$c_r$	
		$K_0 = 0,5$	$K_0 = 1$
Finn <i>et al.</i> (1971)	$c_r = (1+K_0)/2$	0,75	1,00
Seed e Peacock (1971)	$c_r = (1+2 K_0)/3$	0,86	1,00
Castro (1975)	$c_r = (1+ K_0)/3^{1/3}$	0,77	1,15

Como descrito anteriormente, os ensaios conseguem até certo ponto replicar as tensões de corte como numa verdadeira ação sísmica, que provoca tensões de corte nas diferentes direções em simultâneo. Pyke *et al.* (1975) concluiu que a pressão neutra aumenta mais rapidamente em circunstâncias de vibrações multidirecionais. Por consequência, Seed *et al.* (1975) considera que o CSR necessário para reproduzir a liquefação em campo seria 10% inferior ao necessário nos ensaios de corte cíclicos unidirecionais (Kramer, 1996). Sendo de que daí deriva a expressão:

$$CSR_{in situ} = 0,9 \times c_r \times CSR_{tx} = 0,9 \times CSR_{ss} \quad (2.41)$$

em que a constante de 0,9 (100%-10%) torna deste modo os valores de CSR mais realistas.

Com estas noções sobre a qualidade de amostragem e a liquefação de materiais arenosos, é então possível dar início à análise dos solos desta dissertação.



## 3

**PROGRAMA EXPERIMENTAL****3.1. ENSAIOS IN SITU**

O campo experimental desta dissertação encontra-se situado na zona de Vila Franca de Xira, mais precisamente na zona da Lezíria Grande e a norte de Benavente. Esta zona encontra-se integrada no âmbito do projeto europeu LIQUEFACT, um projeto destinado à realização do microzonamento de suscetibilidade à liquefação dessa mesma zona. Este trabalho, no seguimento da análise de Alves (2017) e Saldanha (2017), abordará da suscetibilidade à liquefação desta região pelo estudo de dois furos em particular, o furo 2 (S2) e o furo 15 (NB1).

A escolha do local em estudo teve o auxílio da Doutora Engenheira Sara Amoroso e do Doutor Geólogo Luca Minarelli, colaboradores do projeto LIQUEFACT. Esta colaboração permitiu o reconhecimento dos locais mais adequados a estudar com base nas informações existentes sobre os remanescentes de rio inativos ou canais de fluxo que posteriormente terão sido preenchidos por sedimentos mais recentes.

**3.1.1. FURO DE SONDAGEM 1 – LEZÍRIA GRANDE**

Anteriormente analisado por Alves (2017) em termos de avaliação da suscetibilidade à liquefação, o furo 1 será apenas analisado, nesta dissertação, relativamente à sua qualidade. A análise da qualidade de amostragem deste furo surge na necessidade de dar continuidade aos trabalhos iniciados por Alves (2017) e Saldanha (2017).

Relativamente aos ensaios realizados *in situ*, foram executados: SPT, CPTu, HVSR, Refração Sísmica e Cross-Hole. Nesta dissertação apenas serão relevantes os dados CPTu para a obtenção da velocidade das ondas de corte *in situ*. Podemos verificar pela Fig. 3.1 a elevada quantidade de intercalações de camadas arenosas e argilosas, acontecendo o mesmo no furo 2. Na Fig. 3.6 encontra-se a localização geográfica do furo 1.

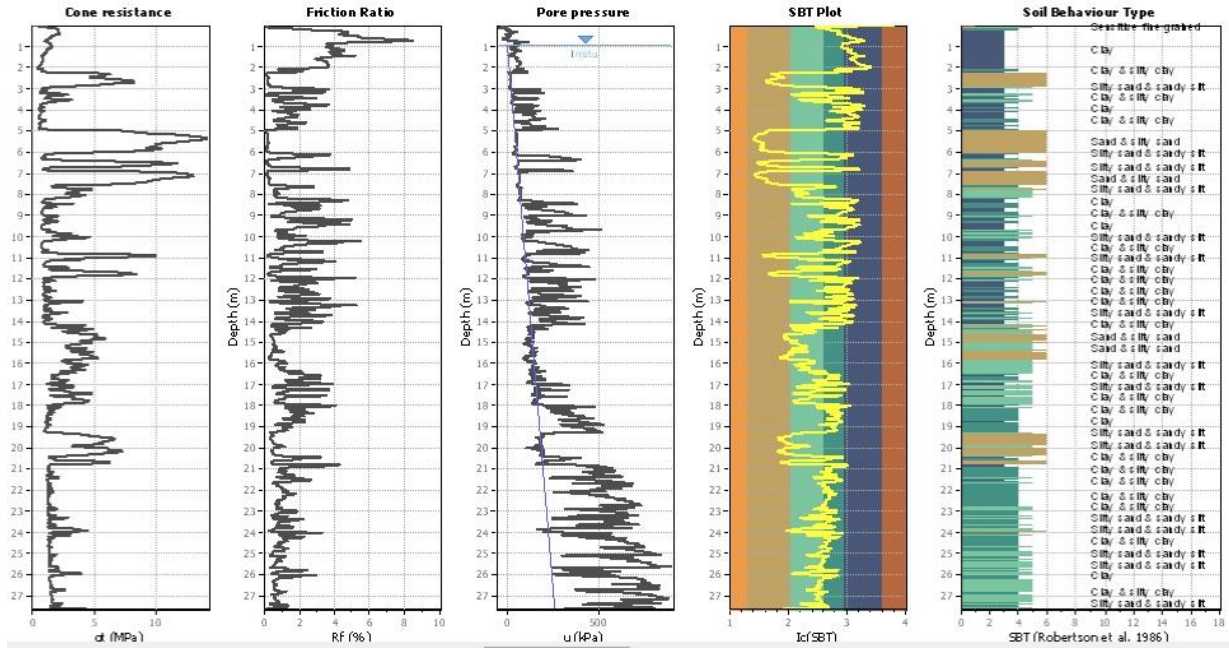


Fig. 3.1 - Dados CPT analisados pelo software CLiq do furo 1

### 3.1.2. FURO DE SONDAGEM 2 – LEZÍRIA GRANDE

Uma vez designados os locais de análise, seguiram-se os ensaios *in situ* no furo 2, em Vila Franca de Xira: SPT (Fig. 3.2), CPTu (Fig. 3.3), SDMT (Fig. 3.5) e refração sísmica e a recolha de amostras com o amostrador Mazier. Segundo Saldanha (2017):

- SPT, registado de metro a metro, executado pela empresa Teixeira Duarte;
- CPTu e SDMT, ambos executados pelo Instituto Politécnico da Guarda, IPG, sob a coordenação do Professor Carlos Rodrigues;
- Refração sísmica, executados pelo Laboratório Nacional de Energia e Geologia, LNEG.

Todos os ensaios realizados anteriormente a este trabalho e mais profundamente descritos em Alves (2017), permitiram a recolha de amostras e de dados que possibilitaram esta futura análise do furo em estudo.

Ao analisar os dados CPTu, é possível observar a existência de intercalações frequentes de areia e argila neste furo de sondagem. Na Fig. 3.4, é possível comprovar essas intercalações identificadas pelo CPTu através da observação direta do solo recolhido no amostrador SPT.

Z (m)	N60	$\gamma$	$\sigma'V0$ (kPa)	$\sigma'V0$ (kPa)	CN	%finos	$C_R$	(N1)60	(N1)60 <sub>cs</sub>
1,5	3	18,00	27,00	27,00	1,92	100,00	0,75	4,33	10
2,5	0	17,00	44,00	35,17	1,69	100,00	0,80	0,00	5
3,5	0	17,00	61,00	42,36	1,54	100,00	0,85	0,00	5
4,5	0	17,00	78,00	49,55	1,42	100,00	0,85	0,00	5
5,5	6	18,00	96,00	57,74	1,32	100,00	0,95	7,50	13
6,5	4	18,00	114,00	65,93	1,23	5,00	0,95	4,68	5
7,5	3	18,00	132,00	74,12	1,16	5,00	0,95	3,31	3
8,5	8	19,00	151,00	83,31	1,10	5,00	0,95	8,33	8
9,5	8	19,00	170,00	92,50	1,04	5,00	1,00	8,32	8
10,5	10	19,00	189,00	101,69	0,99	5,00	1,00	9,92	10
11,5	7	18,00	207,00	109,88	0,95	5,00	1,00	6,68	7
12,5	11	19,00	226,00	119,07	0,92	5,00	1,00	10,08	10
13,5	10	19,00	245,00	128,26	0,88	5,00	1,00	8,83	9
14,5	4	18,00	263,00	136,45	0,86	5,00	1,00	3,42	3
15,5	5	18,00	281,00	144,64	0,83	5,00	1,00	4,16	4
16,5	0	17,00	298,00	151,83	0,81	5,00	1,00	0,00	0
17,5	0	17,00	315,00	159,02	0,79	100,00	1,00	0,00	5
18,5	0	17,00	332,00	166,21	0,78	100,00	1,00	0,00	5
19,5	0	17,00	349,00	173,40	0,76	100,00	1,00	0,00	5

Fig. 3.2 - Folha de cálculo para aplicação da metodologia de Boulanger e Idriss (2014) do furo 2

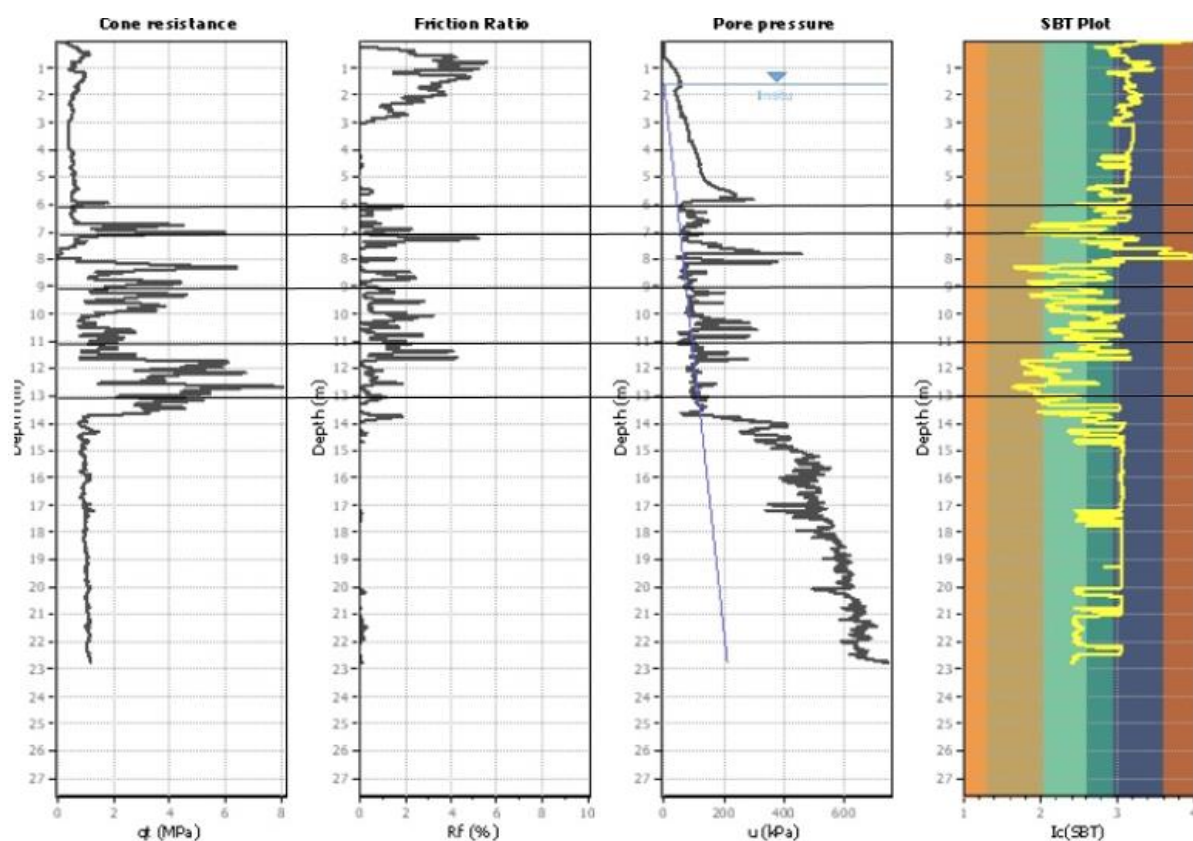


Fig. 3.3 - Dados CPT analisados pelo software CLiq do furo 2



Fig. 3.4 - Intercalações de areia e argila numa amostra retirada de um SPT do local do furo 2 (Alves, 2017)

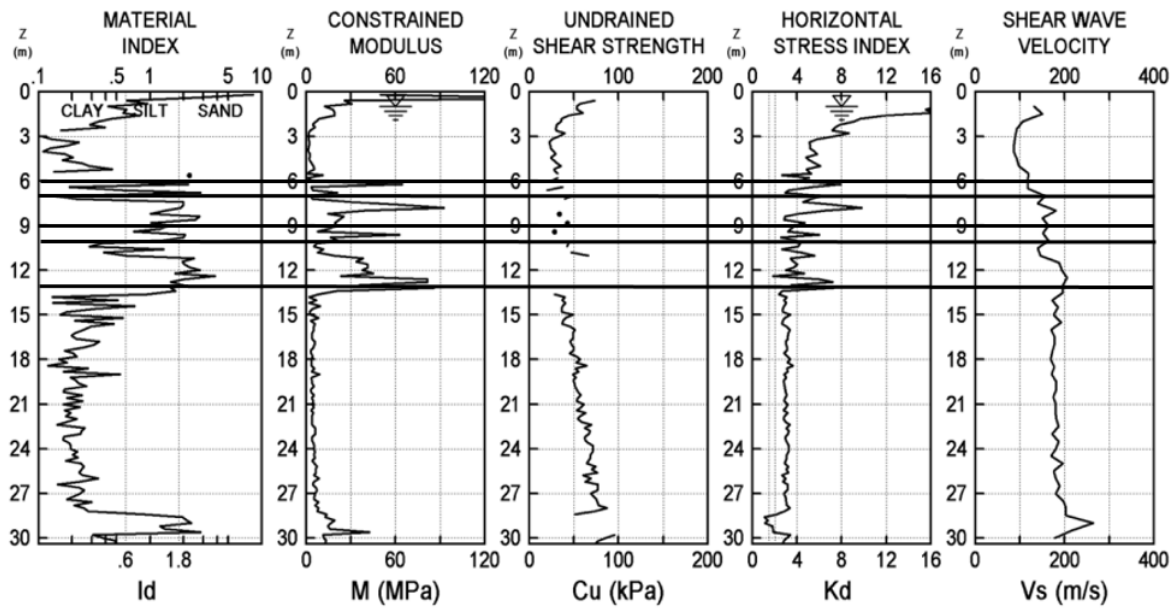


Fig. 3.5 - Resultados do ensaio SDMT do furo 2

O furo 2 fica situado na zona da Lezíria Grande, em Vila Franca de Xira, ficando nas proximidades da autoestrada A10 que faz ligação a Benavente. Apesar desta região em que o furo 2 se encontra inserido ser pouco habitada, existe uma vulnerabilidade sísmica associada à via de comunicação já referida assim como da presença de infraestruturas hidráulicas que funcionam de auxílio à comunidade agrícola lá existente.





Fig. 3.6 - Sítio Piloto: Lezíria Grande (Vila Franca de Xira)

### 3.1.3. NORTE BENAVENTE – NB1

Para o furo NB1 situado a norte de Benavente (Fig. 3.7), foram realizados dois ensaios *in situ*: SCPTu e recolha de amostras pelo Gel-Push, tendo o autor do trabalho presenciado ambos os ensaios SCPTu e a recolha das amostras.

Os ensaios CPTu e SCPTu foram levados a cabo pela equipa do Instituto Politécnico da Guarda, liderada pelo Prof. Carlos Rodrigues. No campo experimental foram efetuados 1 CPTu (Fig. 3.8), 1 SDMT (Fig. 3.9) e posteriormente em NB2 e NB3 1 SCPTu por furo (Fig. 3.10). A recolha de amostras com o amostrador Gel-Push foi posteriormente elaborada pela empresa Tecno-In, com o apoio da Teixeira Duarte nos furos NB1 e NB2.

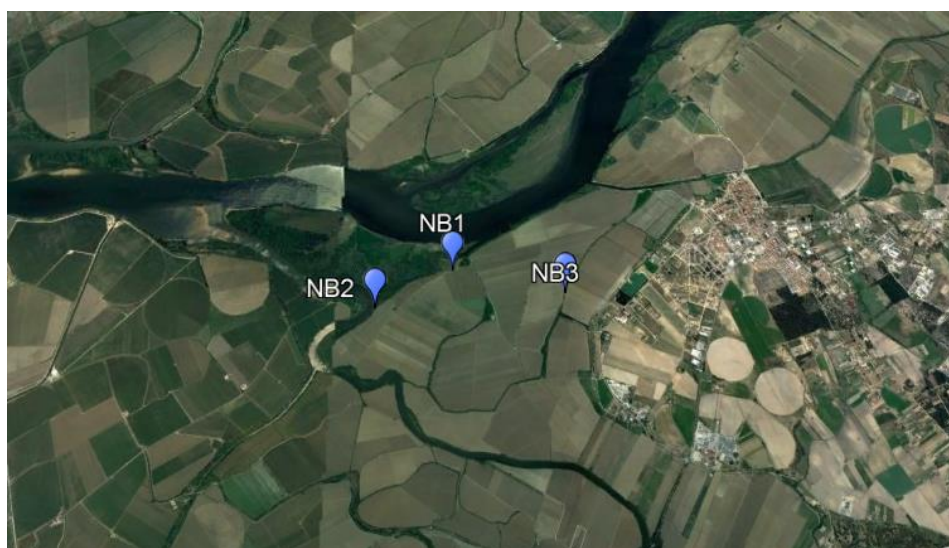


Fig. 3.7 – NB1 em relação aos furos de sondagem NB2 e NB3

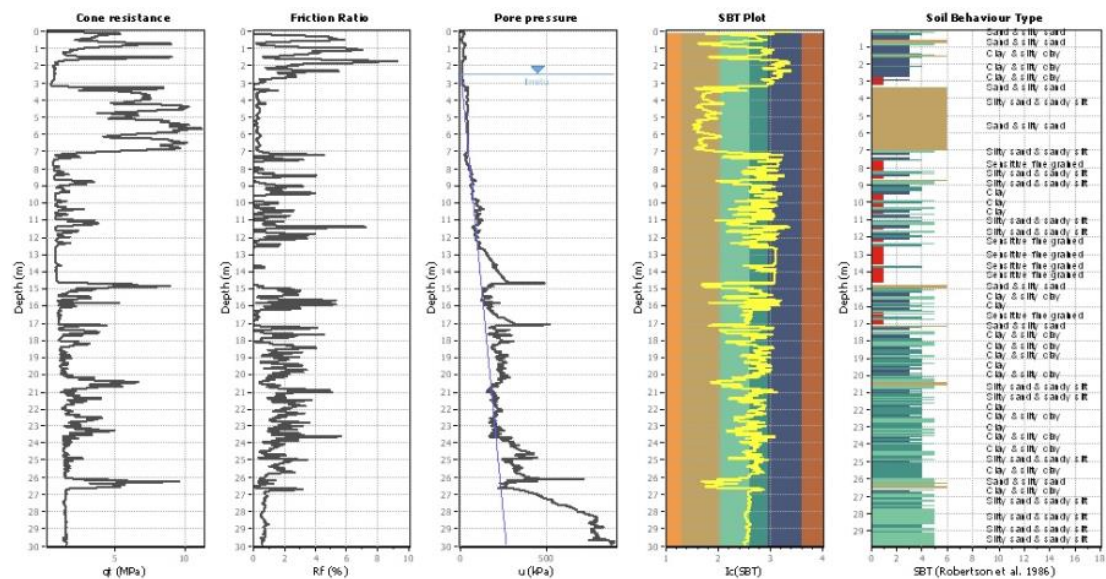


Fig. 3.8 - Dados CPT analisados pelo software CLiq do furo NB1

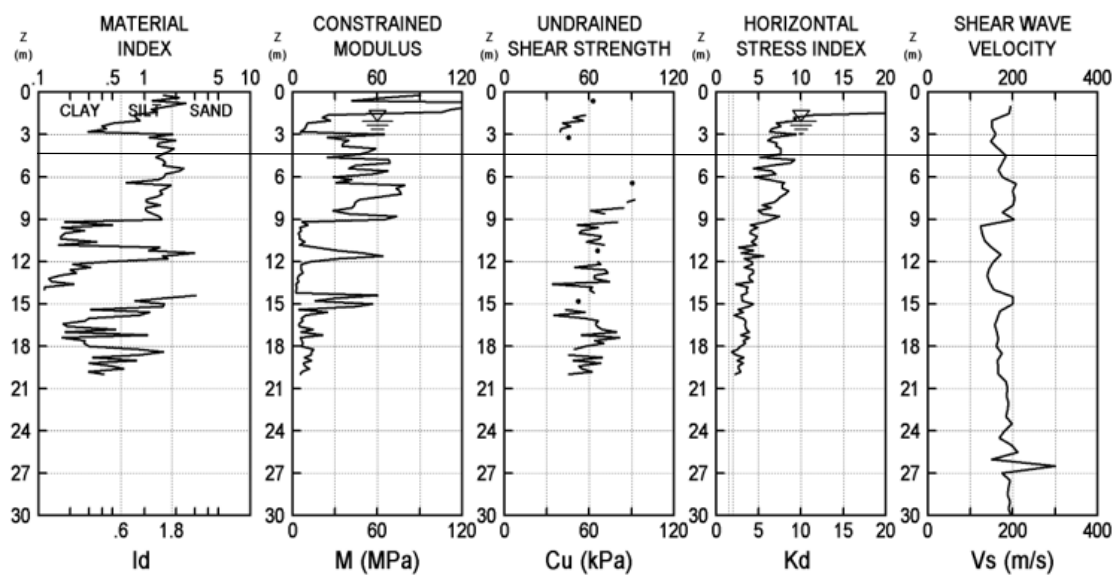


Fig. 3.9 - Dados SDMT para o furo NB1



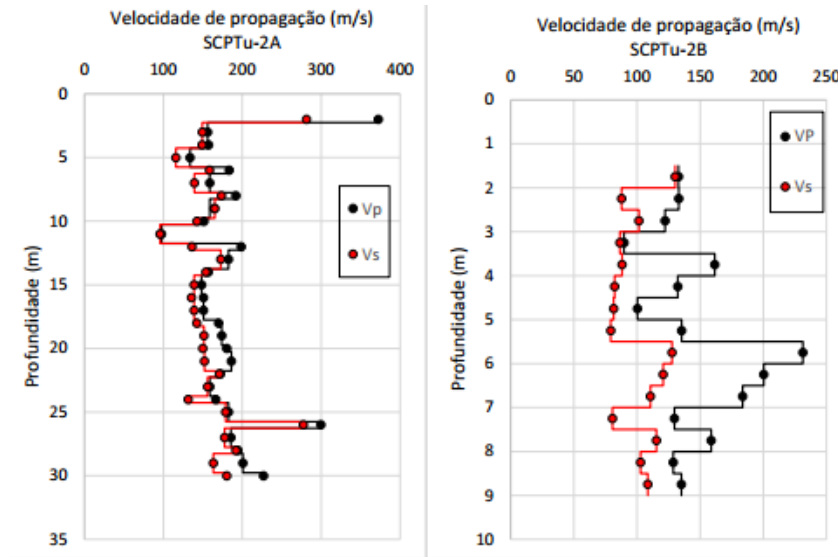


Fig. 3.10 - Evolução das velocidades S e P em profundidade para os furos NB2 e NB3

### 3.1.3.1. SCPTu

Trata-se de um ensaio de elevada precisão de leitura de ondas sísmicas. Este ensaio permite através da cravação do solo com um piezocone, que se possa recolher dados de ondas sísmicas e calcular as velocidades das ondas de corte e compressão. A Fig. 3.11 apresenta um breve esquema da organização do ensaio. O equipamento foi ligado a um sistema de aquisição e armazenamento de dados automático, onde através do software SC1-DAC/1.5 ® “*Seismic Cone Data Reduction, Analysis and Display*”, possibilitou a visualização imediata das velocidades das ondas S e P registadas pelo piezocone MKJ 446, da Pagani. Para a emissão das ondas de corte, foi utilizado uma fonte de energia sísmica geradora de impulsos sísmicos por impacto, constituída por uma viga de madeira colocada a 1,2 m da posição de cravação do piezocone, carregada longitudinalmente por intermédio de um martelo sísmico como demonstrado nas Fig. 3.12 e Fig. 3.13. Na emissão das ondas de compressão, utilizou-se uma placa metálica também carregada verticalmente pelo martelo sísmico. Os ensaios realizados seguiram a ISO 22476-1,11 e os procedimentos normativos propostos no *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Test on Soils – TC16*.

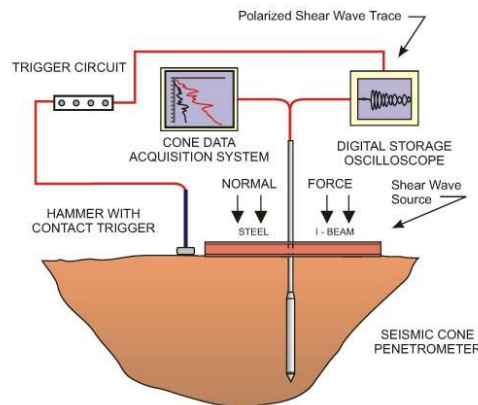


Fig. 3.11 - Esquema organização SCPTu



Fig. 3.12 - SCPTu: Geração onda S



Fig. 3.13 - SCPTu: Geração onda P

#### 3.1.3.2. Gel Push

Esta técnica de amostragem utiliza uma solução à base de um gel, isto é, um polímero muito espesso misturado com água. Este gel é utilizado como fluido de perfuração e lubrificante (Fig. 3.14). Foi utilizada uma concentração de 0,8% deste polímero misturado com água, tornando-se um gel de consistência bastante viscosa (Fig. 3.15 e Fig. 3.16).





Fig. 3.14 - Polímero em Gel a ser inserido no amostrador Gel-Push



Fig. 3.15 - Viscosidade do gel mesmo após a recolha da amostra



Fig. 3.16 - "Lençol" de gel

Este polímero muito espesso apresenta uma textura bastante viscosa uma vez misturado com água, mas caso permaneça em contacto com o ar durante muito tempo, altera-se para o aspeto da Fig. 3.17.



Fig. 3.17 - Polímero que permaneceu demasiado tempo em contacto com o ar

Ao contrário do fluido de perfuração convencional, a solução de polímero não é circulada, é simplesmente expelida para fora do tubo de amostragem, protegendo assim a amostra à medida que entra no amostrador. O amostrador é constituído por três tubos: um exterior, um intermédio e o de recolha. A função do tubo exterior é de proteção do furo e alinhamento do êmbolo estacionário e o pistão fixo durante a penetração, o intermediário funciona como guia durante a penetração, e por último o de recolha da amostra que se encontra fixo ao tubo guia de forma a recuperar a amostra. Adicionalmente, o tubo de recolha possui um sistema de *core catcher* que permite uma penetração suave assim como a recolha e permanência da amostra no interior do amostrador no momento da ascensão do tubo. Este sistema de recolha possui uma outra particularidade demonstrada na Fig. 3.18, em que é possível ver a extremidade do amostrador que também possui um papel auxiliar na recolha da amostra. Ao recolher o solo, esta peça que inicialmente se encontrava reta, vai-se fechando até atingir a forma final de uma “cesta”.

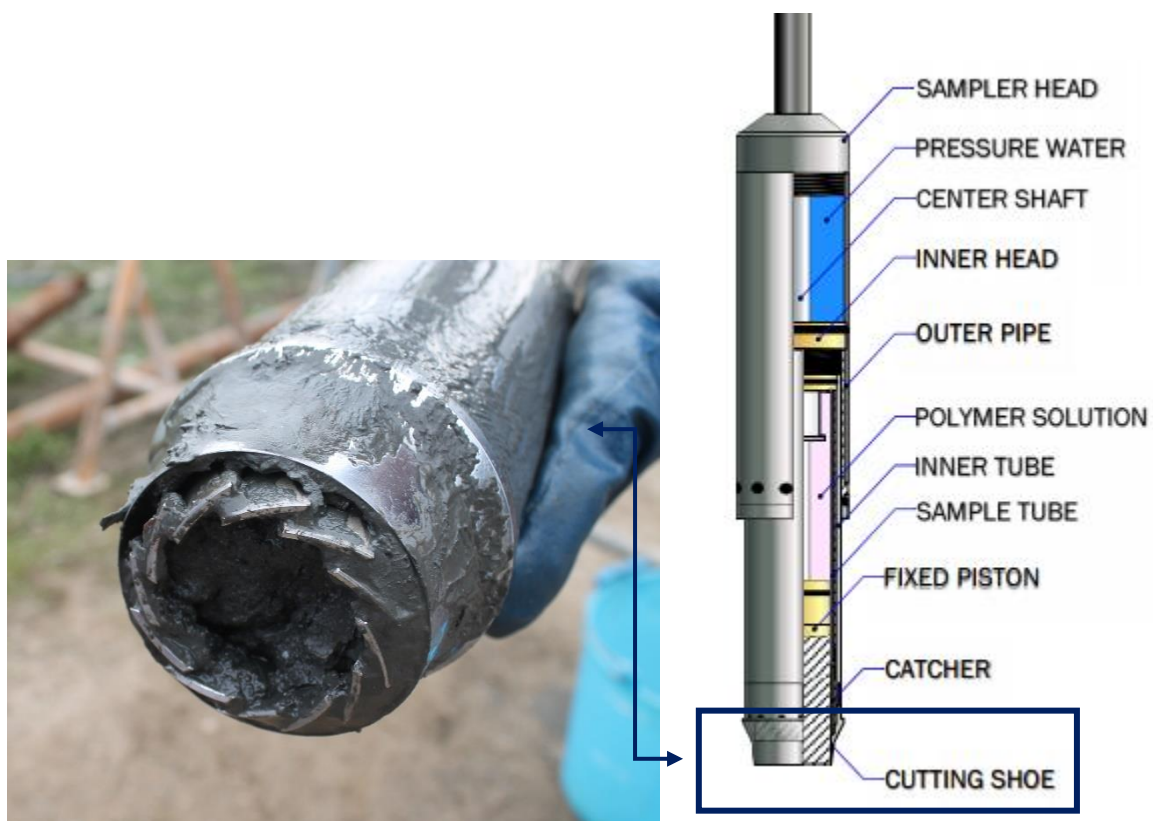


Fig. 3.18 - Cutting Shoe

Uma vez recolhidas as amostras, os tubos porta-amostra de aço são selados nas suas extremidades com o auxílio de uma fita plástica com esferovite, de forma a acondicionar as amostras que se encontravam no interior do tubo de aço, para de seguida serem acomodadas dentro de um compartimento em madeira criado com o propósito de acomodar as amostras verticalmente durante o transporte. Esta caixa especialmente criada para o transporte de amostras Gel-Push encontra-se munida de amortecedores em forma de esponjas, com o objetivo de minimizar as vibrações induzidas pelo transporte e manuseamento da caixa (Fig. 3.19).





Fig. 3.19 - Compartimento de transporte das amostras

## 3.2. EQUIPAMENTO LABORATORIAL

### 3.2.1. CÂMARA TRIAXIAL

A câmara triaxial corresponde a um equipamento que permite a realização de ensaios triaxiais em condições axissimétricas. Uma amostra cilíndrica é colocada num pedestal, entre duas pedras porosas. Essa amostra que será em simultâneo protegida por uma membrana impermeável de borracha, será fixada ao pedestal e a um topo com o auxílio de *o-rings* de forma a garantir a estanquidade da mesma em relação ao ambiente exterior.

Dentro da câmara triaxial, mais precisamente na parte inferior da câmara, existem três canais que permitem o controlo das pressões e drenagem dentro da câmara: a válvula CP (*cell pressure*), a válvula de contra-pressão BP (*back pressure*) e a válvula PN (pressão neutra). Estas três válvulas encontram-se representadas em detalhe na Fig. 3.20 e inseridas na câmara triaxial na Fig. 3.21.

Cada uma destas válvulas pode ser controlada com recurso à coluna de água ou por controlador GDS (*Advanced Pressure Volume Controller*) que será detalhado mais à frente neste trabalho.

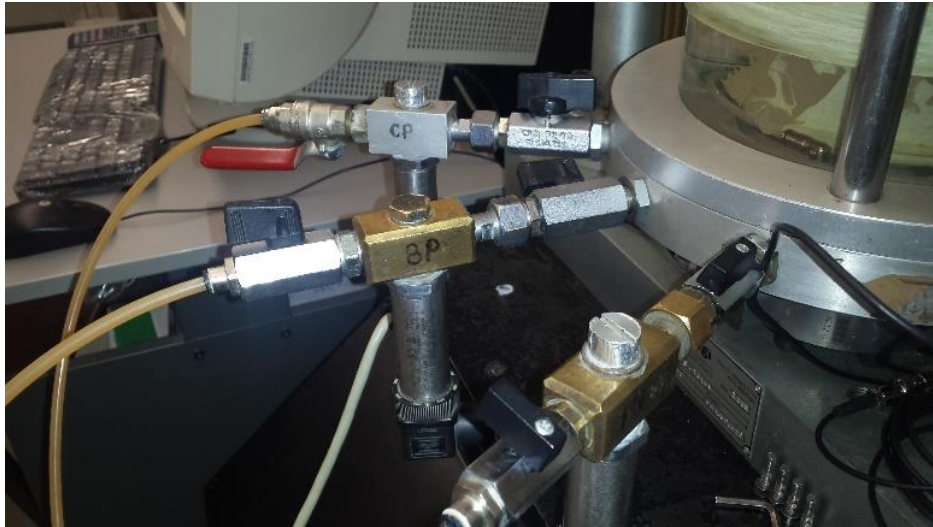


Fig. 3.20 - Válvulas CP, BP e PN

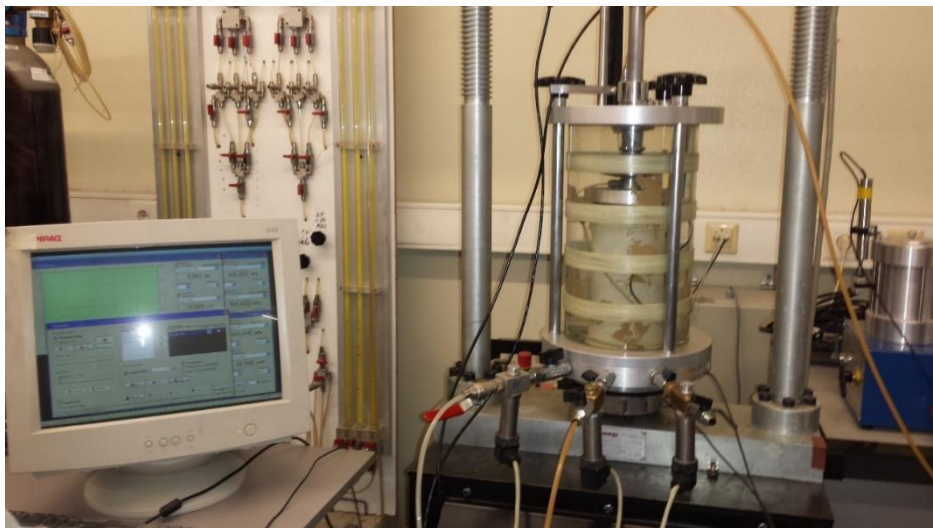


Fig. 3.21 - Válvulas CP, BP e PN na câmara triaxial

Na parte superior da câmara, na placa de topo que está em contacto com a amostra, encontra-se um êmbolo que fica centrado com a amostra, que efetua o carregamento vertical da amostra, tanto estático como cíclico. Ainda na placa de topo existe uma célula de carga no seu interior que se fixa ao pistão e permite medir a carga aplicada.

No presente trabalho foram utilizadas duas câmaras que permitem ensaios de provetes entre os 38 e os 100 mm de diâmetro com uma capacidade de pressão de 1700 kPa.

### 3.2.2. GDS

O dispositivo GDS apresentado na Fig. 3.22 (ADVDP - *Advanced Pressure Volume Controller*) é um equipamento que possibilita o controlo da pressão e volume de fluídos, permitindo a introdução das mais diversas pressões necessárias nas diferentes fases do ensaio triaxial. O seu comportamento

em relação à coluna de água é muito menos abrupto em termos de aumento das pressões. O aumento das pressões dá-se de forma mais regulada e metódica. Assim como no ensaio triaxial, nas fases de saturação e consolidação, a função “Rampa” do GDS permite o aumento da pressão de forma automática e programada, tornando-se muito mais cómodo para o utilizador.



Fig. 3.22 - Sistema GDS

### 3.2.3. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ESPECTROS DE ONDAS SÍSMICAS

As ondas sísmicas são geradas através de um gerador de funções ligado a um amplificador, por sua vez ligado aos *bender elements*, ao osciloscópio e ao *software* de registo, *WaveStar*. Dependendo da finalidade pretendida em termos de leitura de ondas no osciloscópio, as ondas S e P encontram-se entre os intervalos de 1 a 10 kHz e 25 a 100 kHz, respetivamente. O processo de medição encontra-se posteriormente demonstrado em maior detalhe pelas Fig. 3.23 e Fig. 3.24.

#### 3.2.3.1. Gerador de Funções

O gerador de funções utilizado, o modelo TTi – Thurlby Thandar Instruments – TG1010 produz ondas em modo contínuo ou sob a forma de impulsos repetidos a uma dada frequência, tendo a capacidade de armazenar as funções personalizadas de forma a otimizar a utilização. Apesar do aparelho possibilitar o envio de sinais nas mais variadas formas de onda (sinusoidal, quadrada ou rampa), o uso de ondas sinusoidais torna mais fácil a sua interpretação (Ferreira, 2003).

#### 3.2.3.2. Amplificador

Os amplificadores de sinal encontram-se interligados ao osciloscópio da Fig. 3.23, permitindo a amplificação do sinal da onda de resposta, gerando ao mesmo tempo a utilização dos canais por cada par de transdutores (Fonseca, 2009). Os amplificadores utilizados resultam de um projeto desenvolvido na University of Western, Austrália, liderado pelo Prof. Martin Fahey com a colaboração do Laboratório de Geotecnia da FEUP.



### 3.2.3.3. Osciloscópio

O osciloscópio tem como função o registo dos sinais emitidos pelo gerador de funções e o intervalo de tempo existente entre as duas ondas *input* e *output*. Encontrando-se ligado a um computador que permite por via do *software* Wavestar a aquisição dos resultados do ensaio (Ferreira, 2003). O modelo utilizado foi o Tektronix TDS220.

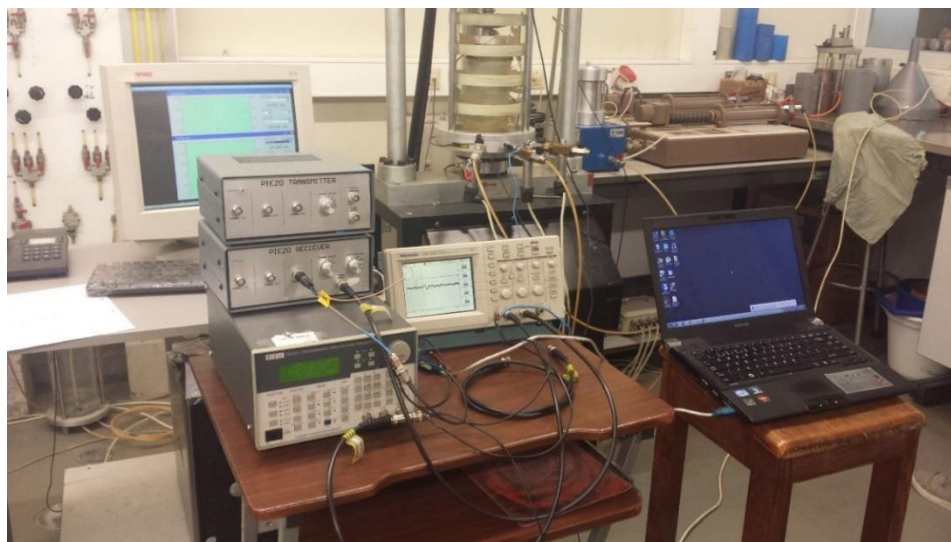


Fig. 3.23 - Da esquerda para a direita: dois amplificadores em cima do gerador de funções; um osciloscópio; um PC munido do *software* WaveStar

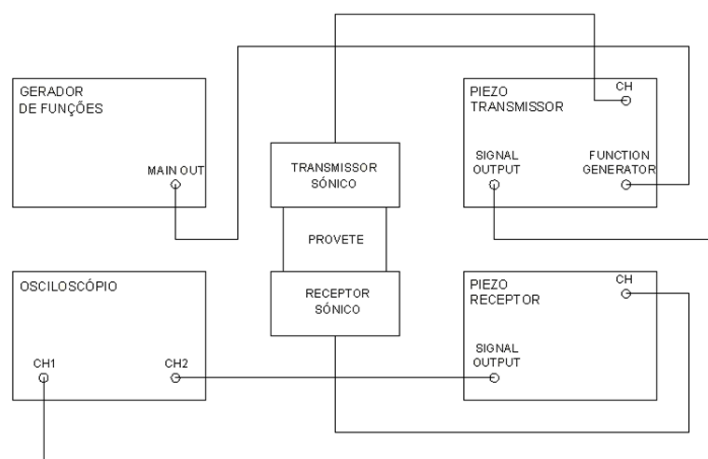


Fig. 3.24 - Esquema de ligação dos elementos definidores do sistema de medição de ondas (Fonseca, 2009)

## 3.3. INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA

### 3.3.1. LVDT

Os transdutores LVDT, *Linear Variable Differential Transformers*, facilitam a medição do deslocamento entre o topo da câmara triaxial e o pistão de carga que ocorrem durante a fase da consolidação e do corte nos ensaios triaxiais.

Por outro lado, a entrada e saída de água no interior do provete é medida num medidor de volume, provocam deslocamentos lineares que são medidos e registados através de um núcleo central de material ferromagnético que se movimenta consoante o deslocamento que se necessita medir, *Flow Up* ou *Flow Down*. Um transdutor deste tipo também se encontra instalado no êmbolo da câmara triaxial, de modo a estar solidário e alinhado com este e permitindo assim a leitura do deslocamento relativo entre o êmbolo e o topo da câmara triaxial

### 3.3.2. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS

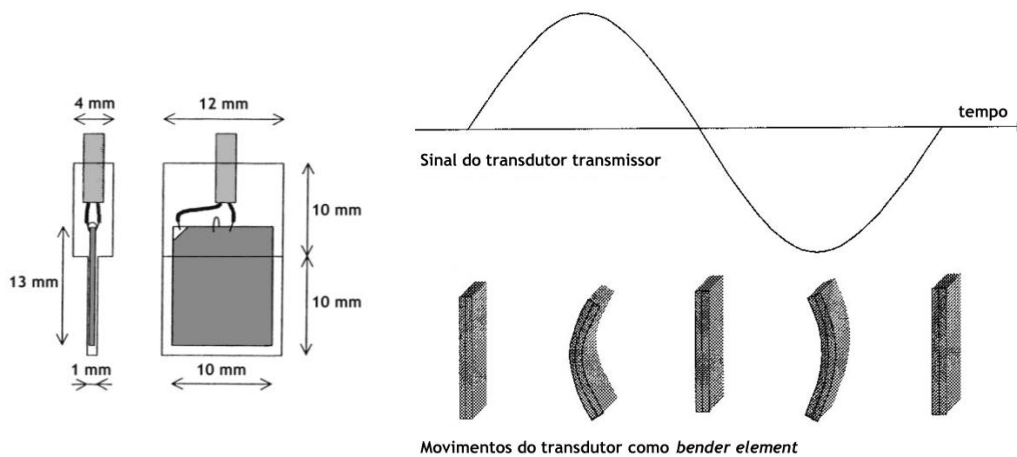
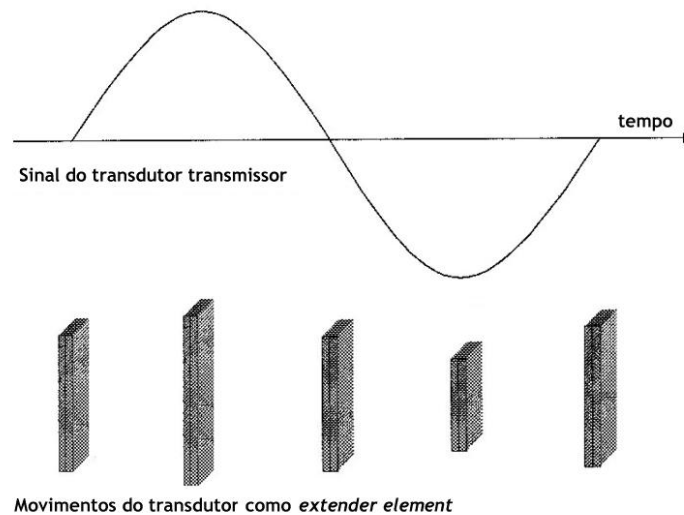
Para a avaliação da qualidade de amostras através de ondas foi necessário o recurso a *bender/extender elements*. Tratam-se de transdutores piezoelétricos em forma de pequenas placas piezocerâmicas, essenciais para a determinação da velocidade de propagação das ondas sísmicas S e P. Permitem também a análise das propriedades elásticas e da qualidade da amostra. Um transdutor é composto por duas placas piezoelétricas ligadas a uma lâmina metálica central e a eléctrodos nas faces exteriores.



Fig. 3.25 - Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003)

Estes transdutores encontram-se localizados na base e no topo do provete, inseridos nas pedras porosas da câmara axial (Fig. 3.28 e Fig. 3.29) de modo a que a onda se propague axialmente.

Foram utilizados transdutores de dois tipos e usados em simultâneo de forma a ser possível trabalhar com os diversos tipos de ondas. A geração da onda S resulta de uma flexão das placas piezoelétricas, criando assim um impulso sinusoidal de propagação de ondas de corte, como representado no esquema da Fig. 3.26. Já a onda de corte P, à semelhança da onda S, resulta da extensão-compressão destes transdutores, como demonstrado na Fig. 3.27.

Fig. 3.26 - Esquema de funcionamento de um *bender element* (Ferreira, 2003)Fig. 3.27 - Esquema de funcionamento de um *extender element* (Ferreira, 2003)

O processo de medição de ondas dá-se quando o elemento *bender* (transdutor de flexão constituído por duas finas placas piezocerâmicas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eléctrodos nas faces exteriores) é exposto a uma diferença de voltagem, este cria uma onda de corte através da deformação por flexão do transdutor. Essa diferença de voltagem é originada através do envio de sinais eléctricos de um circuito onde o elemento *bender* se encontra ligado.

Então, para o propósito de criar o impulso sinusoidal sob a forma de onda de corte, é necessária a utilização de um gerador de funções para a medição das ondas P e ondas S, permitindo variar os sinais de forma a obter o melhor resultado pretendido, que neste caso será ter a melhor leitura possível de ambas as ondas expressas anteriormente. Diferentes sinais resultam em diferentes efeitos no sistema, e por isso, o sinal possui uma enorme influência nos resultados.

As três propriedades mais importantes do sinal transmitido são a forma da onda, a amplitude e a frequência. Apesar do gerador de funções conseguir enviar diferentes tipos de formas de onda, a onda sinusoidal apresenta mais vantagens do que as restantes, pela facilidade de interpretação de dados.

Habitualmente as frequências utilizadas para a emissão das S e P encontram-se entre os intervalos de 1 a 10 kHz e 25 a 100 kHz, respetivamente.

Devido à baixa voltagem necessária, criada pelo gerador de funções, um amplificador será necessário para amplificar esta voltagem. O objetivo deste amplificador é simplesmente amplificar a voltagem do sinal recebido do gerador de funções e distribuir para os *benders*.

Posteriormente ao envio do sinal pelo amplificador, estes sinais são registados e observados com o auxílio de um osciloscópio de elevada precisão e um programa próprio de análise, o WaveStar®.

A diferença entre as câmaras triaxiais com *benders/extenders* utilizadas neste trabalho às comuns câmaras triaxiais é apenas a adaptação da câmara triaxial à realização dos ensaios de ondas sísmicas, que obriga a algumas modificações na própria câmara. As modificações que ocorreram nesta câmara foram essencialmente a abertura de sulcos nas placas de topo e da base de forma a poder colocar um par de *bender elements*. Cada transdutor é colocado numa ranhura também feita na placa de topo e na base. A pedra porosa utilizada no ensaio deverá ter uma ranhura específica para os transdutores, onde um terço do comprimento deverá ficar na pedra porosa, um terço no pedestal e o resto para penetrar a amostra (Ferreira 2001).

Foram utilizados dois tipos de câmaras triaxiais e, por sua vez, também utilizados dois tipos de *benders*: os em T (Fig. 3.28) e os retangulares (Fig. 3.29). As diferenças entre si resultam do tipo de leitura que fazem. Os *benders* em T surgiram da necessidade da homogeneização dos resultados das ondas polarizadas medidas vertical e horizontalmente.

Os transdutores híbridos utilizados neste trabalho foram desenvolvidos por uma equipa liderada pelo Dr. David Nash no decorrer de uma investigação na Universidade de Bristol, enquanto que os sistemas de aquisição e gestão de resultados foram desenvolvidos no LabGeo-FEUP (Viana da Fonseca *et al.*, 2008, Ferreira, 2008).



Fig. 3.28 - *Benders* LabGeo - Câmara Triaxial Stress-Path



Fig. 3.29 - Benders LabGeo – Câmara Triaxial Cíclica

Como já descrito neste trabalho, o estudo das ondas tem-se revelado um método cada vez mais fiel e fidedigno de análise dos solos, sendo possível fazer leituras tanto *in situ* como em laboratório, acabando por ambos os locais de estudo completarem-se um ao outro. Ao efetuar uma medida *in situ*, estas ondas permitem a obtenção de informação relativa às condições em que o solo se encontra naquele momento. Já em laboratório, poderá ser possível analisar a qualidade das mesmas e corroborar as avaliações feitas no local.

Como o presente trabalho é essencialmente focado na qualidade da amostragem em solos arenosos, grande parte do estudo das amostras foi feito em laboratório. O estudo da análise das amostras tanto intactas como remoladas é feito da seguinte forma: conhecendo o tempo de propagação das ondas, é possível determinar a velocidade das ondas S, e igualmente das ondas P, pela expressão:

$$V_{s,p} = \frac{d}{\Delta t} \quad (3.1)$$

Em que  $d$  representa a altura útil do provete e  $\Delta t$  a diferença temporal entre a emissão e a chegada da primeira onda de resposta. A altura da amostra,  $H$ , demonstrada na Fig. 3.30 é variável ao longo do ensaio, sendo necessário determinar a variação de altura ao longo do mesmo. Subtraindo-se a altura  $H$  do provete à altura dos *bender/extender elements*, é possível calcular a distância  $d$ .

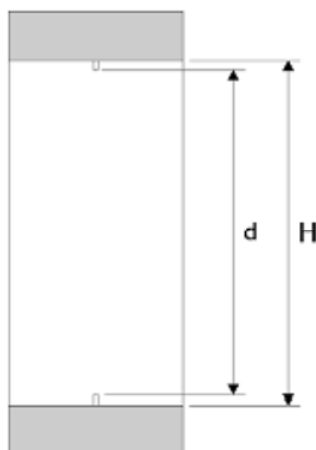


Fig. 3.30 - Distância percorrida pelas ondas num provete (adaptado de Ferreira, 2003)

### 3.3.3. FATORES DE ERRO NA MEDIÇÃO DE ONDAS

Apesar da evidenciada facilidade deste método, surgem algumas questões relativamente ao hardware utilizado, à condução do teste e à interpretação dos resultados. Independentemente das várias vantagens do método dos *bender elements*, nomeadamente a sua simplicidade e facilidade de uso e aplicação, não existe ainda um procedimento normalizado e um quadro de interpretação desenvolvido para esta técnica. Ou seja, a interpretação dos resultados permanece subjetiva, requerendo algum grau de bom senso.

Em suma, o potencial e benefício deste método são bastante claros mas, como em qualquer método, podem surgir erros. Grande parte desses erros são exemplificados nas evidências demonstradas de seguida.

#### 3.3.3.1. Cross-Talk

No registo proveniente dos *bender elements*, quando ocorre um registo antecipado quase em simultâneo entre o sinal do *input* e o sinal do *output*, isto indica a presença de um fenómeno conhecido como *cross-talk*, conversa cruzada, fenómeno esse associado ao acoplamento eletromagnético (fenómeno onde um campo eletromagnético de um meio resulta numa descarga elétrica noutro meio) entre o transmissor e o recetor, como sugerido por Santamarina (2001). Este tipo de fenómenos ocorre essencialmente em solos com alguma condutividade, isto é, solos saturados.

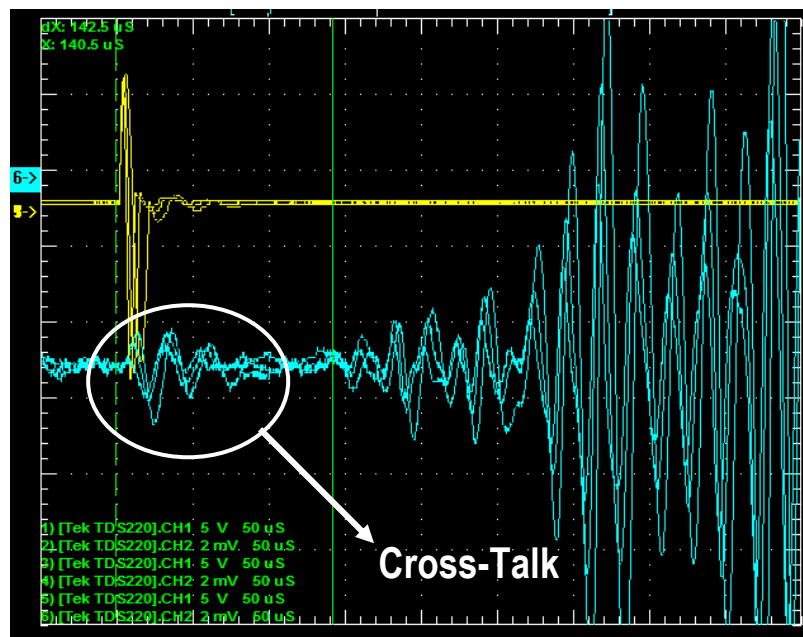


Fig. 3.31 - Cross-Talk numa onda P

### 3.3.3.2. Ruído Ambiente

A medição de ondas sísmicas requer um ambiente livre de ruído de forma a otimizar as leituras e as medições. Nos comuns laboratórios, torna-se quase impossível a completa remoção de ruído, mais especificamente o ruído ambiente e eletromagnético dos diferentes aparelhos existentes. Este ruído afeta essencialmente o sinal *output* e para frequências abaixo dos 50 Hz (ondas S), tornando-se visível através de um osciloscópio.

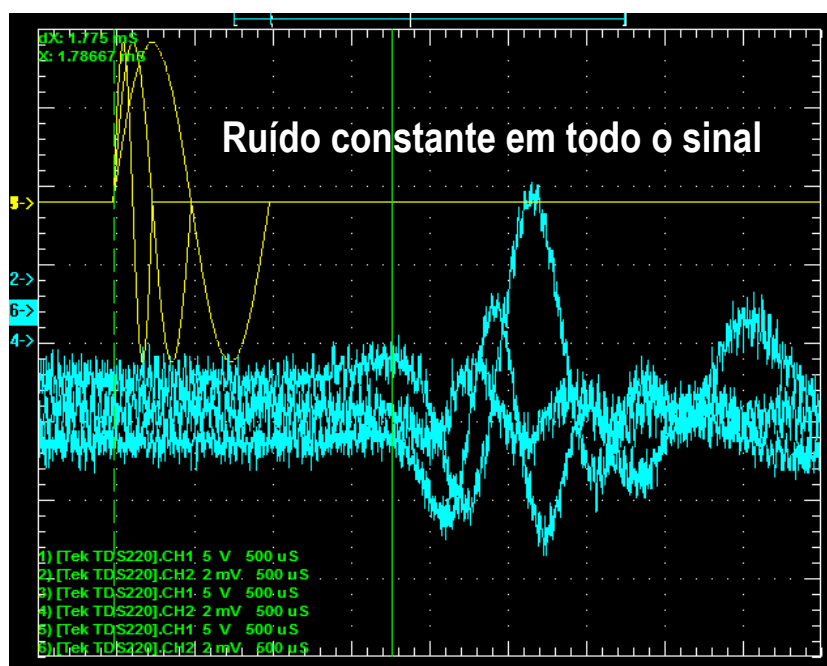


Fig. 3.32 - Ruído numa onda S

### 3.3.3.3. Near-Field

O uso de transdutores piezocerâmicos consiste na aplicação de uma voltagem *input* com uma determinada frequência para um transmissor que gerará uma onda de corte, onde a propagação desta onda pela amostra de solo será sentida por um recetor, resultando no sinal *output*. O sinal do *output* será mais atenuado, mais distorcido e mais completo que o sinal do *input*. Ainda que por vezes seja fácil a determinação da chegada da onda de corte, é uma frequente causa de incerteza. Este fenómeno dá-se no espectro como uma ligeira descida antes do início da onda de chegada.

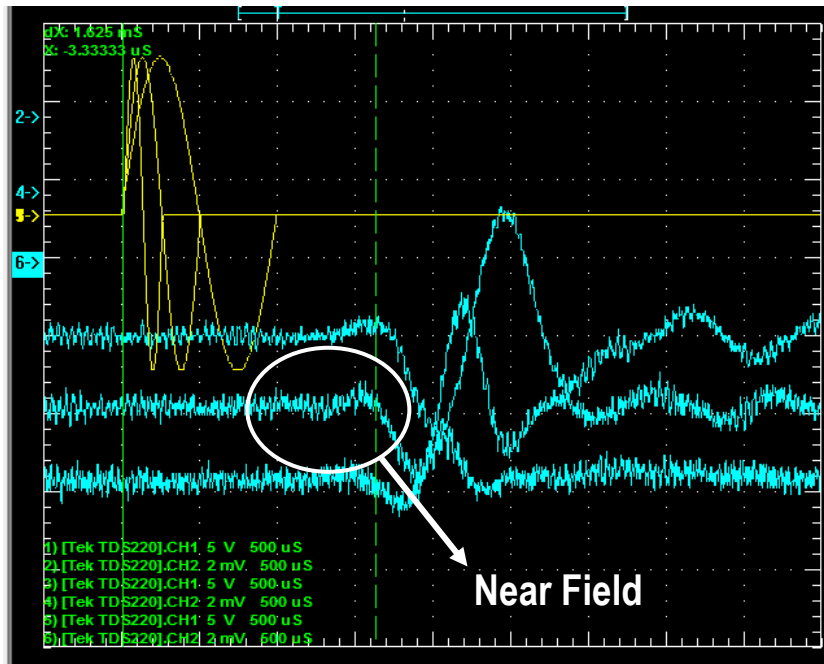


Fig. 3.33 – Near-Field ligeiro numa onda S

## 3.4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

### 3.4.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Para a determinação da curva granulométrica foi necessária a realização de uma análise granulométrica nas várias amostras vindas do campo experimental de Vila Franca de Xira. A partir do solo extraído *in situ* pelo tubo amostrador, foi retirada em laboratório uma parte do solo já previamente ensaiado nas câmaras triaxiais (cíclica e *stress-path*) para efetuar esta análise, de forma a obter um conjunto de resultados coerentes.

Para a determinação da curva granulométrica, isto é, para conhecer as características de identificação do solo consideradas como propriedades básicas do solo, sendo exprimida pela distribuição em percentagem do peso total das partículas do solo em função das suas dimensões, podemos implementar dois tipos de análise: por peneiração ou por sedimentação.

Como a quantidade de finos aparentou ter alguma expressão, optou-se por fazer uma análise granulométrica por sedimentação.



A análise granulométrica por sedimentação como é apresentada na Fig. 3.34, é normalmente utilizada para a determinação granulométrica de solos essencialmente finos, utilizando o material que passou pelo peneiro 200 e que não foi possível ser analisado por peneiração.

Para dar início a esta análise, segundo a documentação normativa E 195-1966, foi necessário homogeneizar o solo de modo a desagregar os possíveis torrões existentes, tendo o cuidado em não reduzir o tamanho individual das partículas.

Uma vez preparado o solo, a metodologia da análise passa pela colocação dos peneiros por ordem crescente na mesa vibratório, durante 20 minutos. De seguida, realiza-se a peneiração manual de acordo com a especificação do LNEC. O material que fica retido em cada peneiro é por sua vez pesado, representando a fração de material com dimensão superior à malha do mesmo. Esse peso representará o peso total da amostra.

O ensaio é efetuado medindo a densidade do líquido em vários intervalos de tempo. De acordo com a lei de Stokes, o diâmetro de uma partícula esférica  $D$  encontra-se em função da velocidade de sedimentação dessa mesma partícula esférica  $v_s$  e do seu peso volúmico  $\gamma_s$ , num líquido de viscosidade  $\eta$  e de peso volúmico  $\gamma_w$ .

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v_s}{g(\gamma_s - \gamma_w)}} \quad (3.2)$$

A diferença de densidades medidas revelará a quantidade de partículas que sedimentou ao fim de um determinado tempo  $t$ , isto é, “a quantidade de partículas que no tempo  $t$  percorreu uma distância  $h$  (distância necessária para ficar fora da influência do bolbo do densímetro)” (Matos Fernandes, 2012). A partir do tempo  $t$  e da distância  $h$  é possível calcular a velocidade de sedimentação  $v_s$  e posteriormente o diâmetro da partícula  $D$ .



Fig. 3.34 - Análise granulométrica por sedimentação

### 3.4.2. PREPARAÇÃO E INSTALAÇÃO DE AMOSTRAS

#### 3.4.2.1. Amostra Intacta

##### a) Amostrador Gel-Push

Uma vez as amostras em laboratório, é necessário dar início ao processo de extrusão das mesmas do tubo amostrador. O procedimento de extrusão foi realizado no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, LABGEO. As amostras foram extraídas utilizando o extrator hidráulico vertical demonstrado nas Fig. 3.35 e Fig. 3.36. O hidráulico era colocado na base do tubo porta-amostra, forçando a amostra a mover-se cuidadosamente pelo tubo acima, deslocando assim a amostra para cima. Aproximadamente em intervalos de 150 mm, eram retiradas amostras através de uma série de tubos PVC cortados na vertical, permitindo assim a recolha das amostras minimizando possíveis perturbações, com um auxílio de uma fina serra de metal.

Após a extração, foram medidas as ondas das amostras com recurso a *benders* de bancada. Posteriormente a terem sido lidas as ondas restavam dois fins para as amostras recolhidas: ou eram de imediato ensaiadas na câmara triaxial cíclica ou então eram devidamente seladas e cuidadosamente armazenadas numa câmara húmida de forma a não haver perdas de humidade.



Fig. 3.35 - Extrator hidráulico vertical manual



Fig. 3.36 - Processo de recolha do solo pelo topo do extrator

## b) Amostrador Mazier

A montagem e preparação das amostras provenientes do amostrador Mazier para o ensaio triaxial varia de uma amostra indeformada para uma amostra remoldada.

Na amostra indeformada, o método de preparação da amostra da Fig. 3.37 para a câmara triaxial requer alguns passos:

1. Retirar o tubo porta-amostra da câmara húmida e retirar a tampa e todos os plásticos e parafinas que garantem a estanquidade do mesmo;
2. Consoante a profundidade a estudar pretendida, são feitos dois cortes na horizontal de forma a escolher a amostra a ensaiar;
3. Proceder à abertura do tubo porta-amostra com o auxílio de uma rebarbadora de elevada precisão, aplicando um corte verticalmente de forma a criar o mínimo de vibração possível;
4. Cisalhar a amostra, retirando solo do topo e da base para o estudo do teor de água pelas equações abaixo;

$$w(\%) = média(w_{Solo\ cápsula\ 1\ (Topo)}; w_{Solo\ cápsula\ 2\ (Base)})(\%) \quad (3.3)$$

$$w_{solo\ cápsula} = \frac{(W_{solo\ saturado})}{(W_{solo\ seco})} \times 100 \quad (3.4)$$

5. Colocar uma membrana de proteção em volta da amostra, encontrando-se assim pronta para ser ensaiada na câmara triaxial.
6. No final, uma vez calculados os valores de teor de água e feitas as análises granulométricas, é possível determinar o respetivo índice de vazios. A equação que se segue é válida tanto para amostras intactas como remoldadas.

$$e_0 = G_s \frac{(1 + \frac{w}{100})}{\frac{\gamma}{9,81}} - 1 \quad (3.5)$$

Onde  $G_s$  é a densidade das partículas,  $w$  o teor em água inicial e  $\gamma$  o peso volúmico.

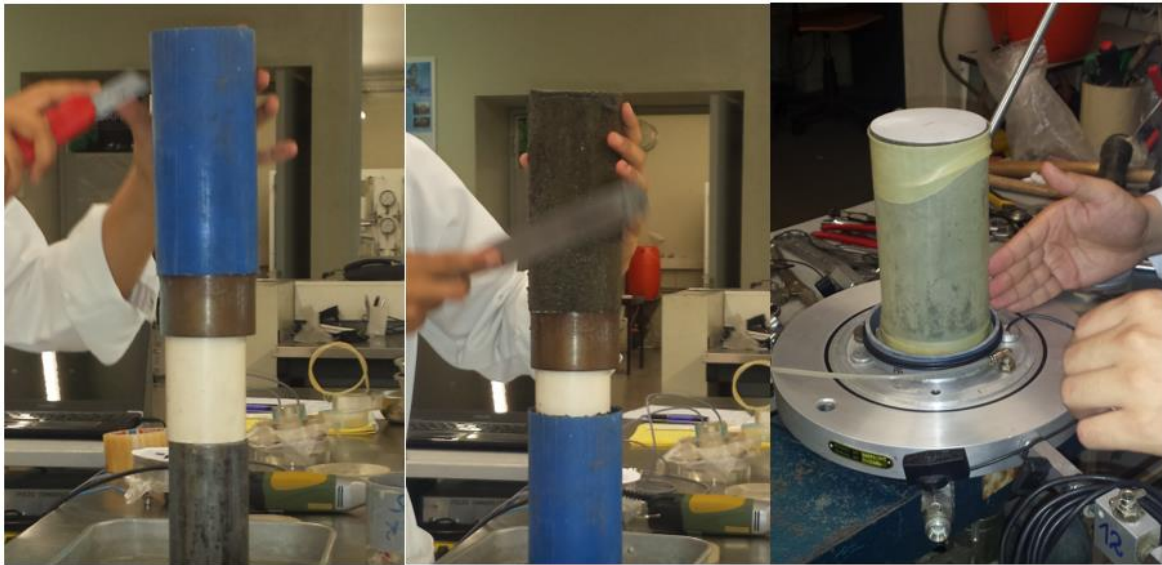


Fig. 3.37 - Processo de preparação e montagem da amostra intacta

É importante notar que os valores da tensão de desvio calculados,  $q$ , de todos ensaios triaxiais sofreram uma correção da membrana utilizada, demonstradas nas Fig. 3.37 e Fig. 3.39. Essa correção teve por base a ISO/TS 17892-9, como explica a cópia da norma da Fig. 3.38.



**7.4 Corrections for elastic membrane**

**7.4.1** Corrections for elastic membranes are applied both for the consolidation and for the shear stage. If not more accurate expression are used, equations (15) and (16) shall be used to compute the membrane correction.

**7.4.2** Correction to total vertical stress:

$$(\Delta\sigma_1)_m = \frac{4 \times t \times E}{D_1} \left[ (\varepsilon_1)_m + \frac{(\varepsilon_{vol})_m}{3} \right] \quad (15)$$

**7.4.3** Correction to total horizontal stress:

$$(\Delta\sigma_3)_m = \frac{4 \times t \times E}{D_1} \times \frac{(\varepsilon_{vol})_m}{3} \quad (16)$$

where

$t$  is the initial thickness of membrane;

$E$  is the elastic modulus for membrane, measured in tension;

$D_1$  is the initial diameter of membrane (diameter before it is placed on specimen);

$(\varepsilon_1)_m$  is the vertical strain of membrane (expressed as a ratio);

$(\varepsilon_{vol})_m$  is the volumetric strain of membrane (expressed as a ratio).

The values of  $(\varepsilon_1)_m$  and  $(\varepsilon_{vol})_m$  are usually computed by assuming these strains to be zero just after placing the membrane on the specimen (that there are no initial strains) and assuming  $D_1$  to be equal to the initial diameter of the specimen. However, true membrane strains shall be used in the computation whenever significant. When computing the membrane correction for the shear stage, the strains during consolidation shall be included.

If the membrane correction at failure is smaller than about 5 % of the deviator stress, simpler expressions in which only the deviator stress is corrected may be used, (i.e. assuming  $(\varepsilon_{vol})_m$  to be zero in equation 15 and 16. If the correction is smaller than about 1 % at failure, it may be omitted.

Equations 15 and 16 for computing of the membrane correction are based on the assumptions that the specimen deforms as a cylinder and that no slippage takes place between the membrane and the specimen. Equation based on such assumptions may give somewhat too high membrane corrections on the deviator stress if the membrane wrinkles and considerably too low corrections if the specimen deforms along a single shear-plane (even if the membrane wrinkles).

Fig. 3.38 - Transcrição do ponto 7.4.2 da norma ISO 17892-9

### 3.4.2.2. Amostra Reconstituída - *Moist-Tamping*

De forma a ensaiar amostras reconstituídas é necessário utilizar o método de *moist tamping*. O método *moist tamping* consiste num método de compactação do solo em condições húmidas, colocando-se uma amostra de areia com um teor de água entre os 2 e 5% num molde por camadas, que serão compactadas manualmente.

Antes de dar início ao ensaio, é necessário definir o índice de vazios da amostra a ensaiar pois a partir deste valor são calculados o peso do solo húmido necessário para preencher o volume do molde e o peso das diferentes camadas desse mesmo molde, definindo-se posteriormente na análise granulométrica o peso volúmico seco pelas equações 3.6, 3.7 e 3.8 descritas abaixo, em que, segundo a NP 83,  $k$  corresponde à razão entre densidades da água à temperatura do ensaio e a 20°,  $m_1$  o peso do picnómetro com a água destilada até a uma medida de referência,  $m_2$  o peso da amostra seca e  $m_3$  o peso do picnómetro cheio de água com o provete.

$$1 + e = G_s \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_d} \right) \quad (3.6)$$

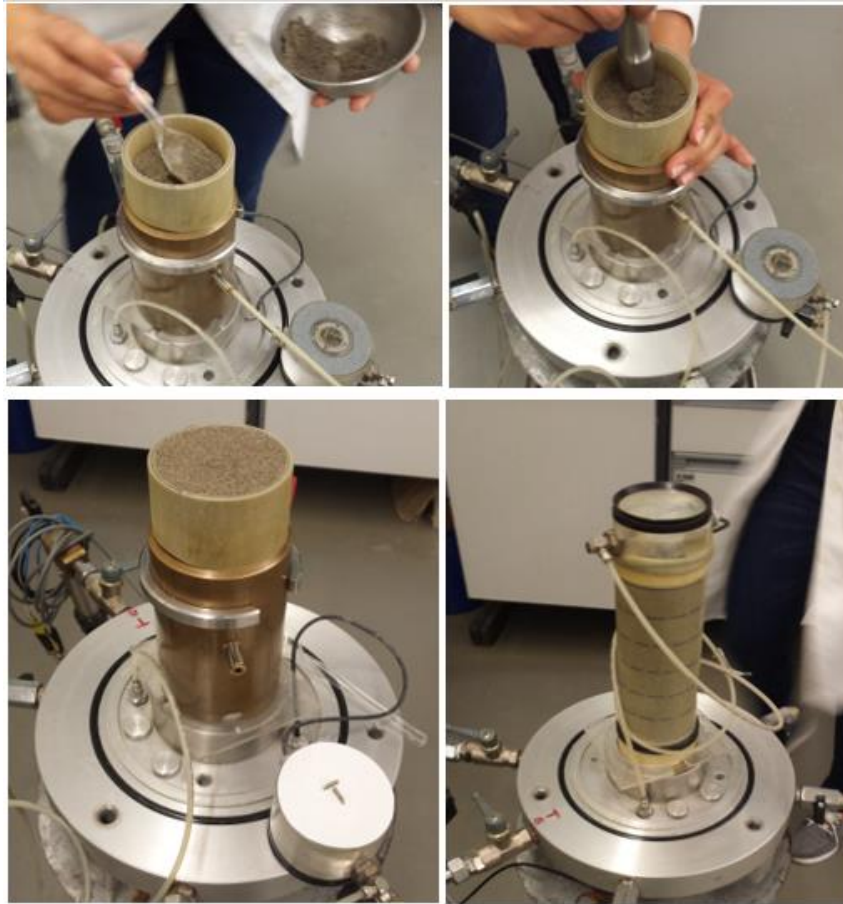
$$G_s = \frac{\gamma_s}{9,81} \quad (3.7)$$

$$\gamma_s = k \frac{m_2}{m_1 - (m_3 - m_2)} \quad (3.8)$$

Inicialmente optou-se por um teor de água de 5% mas rapidamente constatou-se que o solo dificilmente humedecia devido à enorme quantidade de finos, tornando difícil a posterior montagem da amostra. Posto isto, elevou-se o teor de água para os 8%. O índice de vazios utilizado para cada amostra era calculado a partir das respetivas amostras intactas de forma a obter valores que proporcionassem uma comparação coerente e de fácil compreensão.

O procedimento definido de preparação das amostras utilizado neste trabalho (Fig. 3.39) foi o seguinte:

1. Para um teor de água de 5%, recolheu-se 1kg de solo previamente desterruado para 50 mL de água destilada. De igual forma, para um teor de água de 8%, recolheu-se 1kg de solo seco para 80 mL de água destilada;
2. Misturou-se bem o solo com a água, procurando humedecer de forma uniforme todo o solo preparado;
3. Já com o molde preparado no pedestal da câmara triaxial *stress-path* e o respetivo peso de cada camada calculado, preencheu-se o molde camada após camada até completar o total de 6 camadas de igual altura;
4. É necessário o controle a espessura de cada camada evitando ultrapassar o limite de altura estabelecido para cada uma, remexendo/riscando cuidadosamente o topo de cada camada de modo a favorecer a ligação entre camadas e evitar a formação de superfícies lisas;
5. Caso sobrasse ou até ficasse em falta algum solo, seria necessário descontar ou acrescentar solo ao peso previamente definido da amostra de forma a que o molde ficasse totalmente preenchido.

Fig. 3.39 - Processo *Moist Tamping*

### 3.5 ENSAIOS TRIAXIAIS

O ensaio triaxial trata-se de um ensaio laboratorial com o objetivo de estudar o comportamento geotécnico dos solos. Conhecido por ser um dos ensaios mais completos, trata-se de um ensaio que possibilita a caracterização da resistência ao corte dos solos, através do controle completo dos estados de tensão total e efetiva, da pressão neutra e do estado de deformação das amostras, permitindo deste modo a simulação das condições prevalentes nos maciços terrosos antes do carregamento e aquelas que irão ser impostas pelas estruturas com que irá interatuar (Matos Fernandes 2012).

#### 3.5.1 FASES DO ENSAIO

##### 3.5.1.1 Percolação

O ensaio começa pela percolação, em que as amostras cilíndricas são submetidas a uma passagem de água no sentido ascendente, da base do provete para o topo, onde será posteriormente expulsa. É essencial nesta fase manter o estado de tensão efetiva inicial nunca superior a 10 kPa evitando assim arrastes de finos e o fenómeno de *piping* no caso dos materiais arenosos. Esta fase tem como objetivo expelir as partículas de ar de maior dimensão que se possam encontrar na amostra através do preenchimento dos vazios com água, aumentando o grau de saturação para valores próximos de 90% (Viana da Fonseca, 1996). A percolação deverá ser efetuada até que aproximadamente o volume percolado seja o equivalente ao dobro do volume de vazios.

No caso da câmara *stress-path*, foi possível efetuar uma variante da percolação normal, a percolação por CO<sub>2</sub>. Esta percolação permite uma percolação mais rápida devido ao facto de o gás submetido tratar-se de um gás inerte que se desloca de forma muito rápida, expulsando deste modo as ainda possíveis existentes bolhas de ar no interior da amostra. Este gás inerte é introduzido na base do provete através de um tubo ligado ao armazenamento de CO<sub>2</sub>, possibilitando deste modo a passagem de uma quantidade equivalente a cerca de 1,5 L de CO<sub>2</sub>.

### 3.5.1.2 Saturação

De seguida efetua-se o ciclo de saturação, onde a amostra no final da operação já terá de estar totalmente saturada. Ao contrário da fase anterior, esta tem como objetivo de expelir as partículas restantes de ar de menor dimensão restantes. De forma a verificar que o solo se encontra completamente saturado, isto é, sem partículas de ar, são realizadas medições do parâmetro de Skempton,  $B$ , por ser próximo ao grau de saturação,  $S_r$ . Para a medição do parâmetro  $B$  é necessário registar os valores da pressão de confinamento e da contrapressão no final da fase da saturação onde, de seguida, é fechada a válvula correspondente à pressão da célula de forma a ser possível a leitura do incremento da tensão isotrópica de 40 kPa (valor utilizado para todos os ensaios), fechando-se também a válvula de contrapressão, para assim se registar os excessos de pressão neutra no transdutor. Registam-se os valores finais da pressão de consolidação e da contrapressão, calculando-se assim o parâmetro  $B$ .

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.9)$$

Ishihara *et al.* (2001) constatou a partir de uma série de estudos sobre a areia de Niigata que quando o parâmetro de Skempton for igual ou superior a 98%, a velocidade das ondas longitudinais  $P$  atinge velocidades iguais ou superiores a 1500 m/s, indicando assim que a amostra se encontra totalmente saturada. A representação gráfica dos estudos encontra-se na Fig. 3.40 Esta relação entre o parâmetro  $B$  e as velocidades  $P$  possui um vínculo dado pela dedução teórica da expressão:

$$V_p = \left[ \frac{\frac{4G}{3} + \frac{K_b}{(1-B)}}{\rho} \right]^{1/2} \quad (3.10)$$

Em que  $G$  é o módulo de corte do solo,  $B$  o parâmetro de Skempton,  $\rho$  o peso específico húmido e  $K_b$  o módulo volumétrico do esqueleto sólido do solo onde

$$K_b = \frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (3.11)$$

Com  $G$  o módulo de corte e  $\nu$  o coeficiente de Poisson do material.



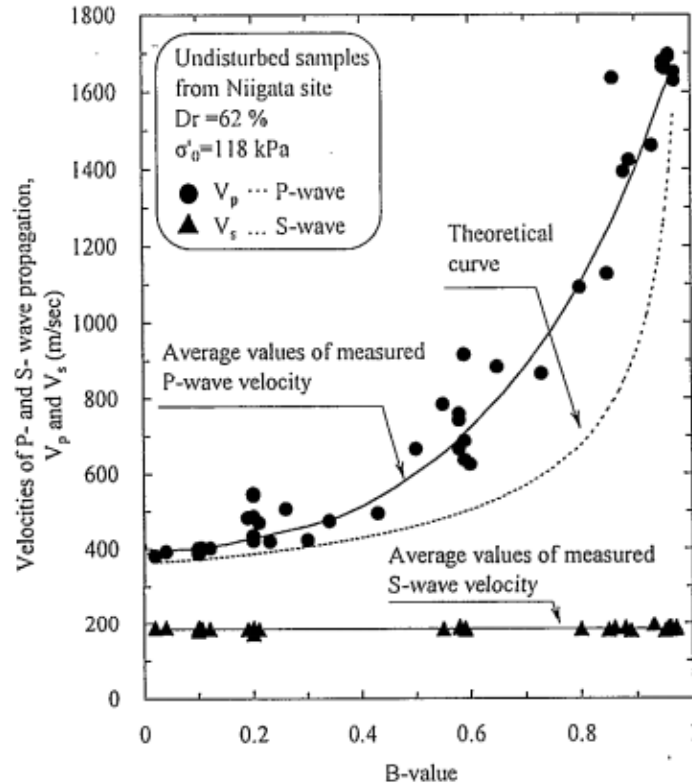


Fig. 3.40 - Esquema representativo da relação existente entre as velocidades S e P com o parâmetro de Skempton (Ishihara *et al.*, 2001)

Esta fase permite a medição da variação de volume da amostra durante a fases seguintes de consolidação e do corte, determinando-se assim as deformações volumétricas da amostra.

### 3.5.1.3 Consolidação

Após a saturação concluída efetua-se a fase de consolidação, onde é efetuado um incremento no valor da pressão de confinamento (CP), com a finalidade de reproduzir os estados de tensão e as condições que poderiam ocorrer aquando de um estudo *in situ* só que em laboratório. Este processo é geralmente realizado de forma lenta e em condições drenadas, de forma a impedir a formação de um excesso de pressão neutra, demorando cerca de um dia até se encontrar concluído. Neste trabalho optou-se por uma consolidação isotrópica ( $K_0=1$ ) tanto no *stress-path* como na prensa cíclica. A escolha de um estado de consolidação isotrópico possibilita, na fase de corte cíclico não drenado, um carregamento cíclico de amplitudes simétricas com inversão das tensões principais. Este carregamento constitui uma aproximação bastante realista à ação sísmica real, sendo uma opção relativamente comum em trabalhos de investigação e já anteriormente utilizada em Soares (2015) e Alves (2017).

Na fase da consolidação, em que se pretende recriar as condições iniciais de forma a simular uma condição *in situ*, é necessário que os valores efetivos estejam em conformidade com o que verdadeiramente acontece com o solo no seu estado de repouso. No processo de decisão dos valores

de consolidação a submeter nas amostras, optou-se por fazer uma estimativa juntando três abordagens, de forma a ter mais confiança na coerência dos valores a utilizar. Aproveitando o facto de ter sido realizado um CPTu, numa primeira fase verificou-se que grandezas de valores eram apresentados pelo CLiq em termos de tensões verticais efetivas. De seguida, calcularam-se os valores de  $p'_0$ , tensão média efetiva de repouso, em que foram escolhidos os valores mais altos. Este parâmetro é calculado pela equação:

$$p'_0 = \frac{2\sigma'_{H0} + \sigma'_{V0}}{3} \quad (3.12)$$

Onde  $\sigma'_{H0}$  representa a tensão efetiva horizontal de repouso e  $\sigma'_{V0}$  a tensão efetiva vertical de repouso. Finalmente, compararam-se estes dois valores, do CLiq e do  $p'$ , com os valores deduzidos a partir de uma abordagem de cálculo simples por estimativa da tensão efetiva vertical pelas equações:

$$\sigma_v = z\gamma \quad (3.13)$$

$$u = z\gamma_w \quad (3.14)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (3.15)$$

Em que  $\sigma_v$  representa a tensão total vertical,  $z$  a profundidade a que a amostra se encontra,  $\gamma$  o peso volúmico da amostra,  $u$  a pressão neutra,  $\gamma_w$  o peso volúmico da água,  $\sigma'_v$  a tensão efetiva vertical. Esta abordagem parte do princípio demonstrado na Fig. 3.41

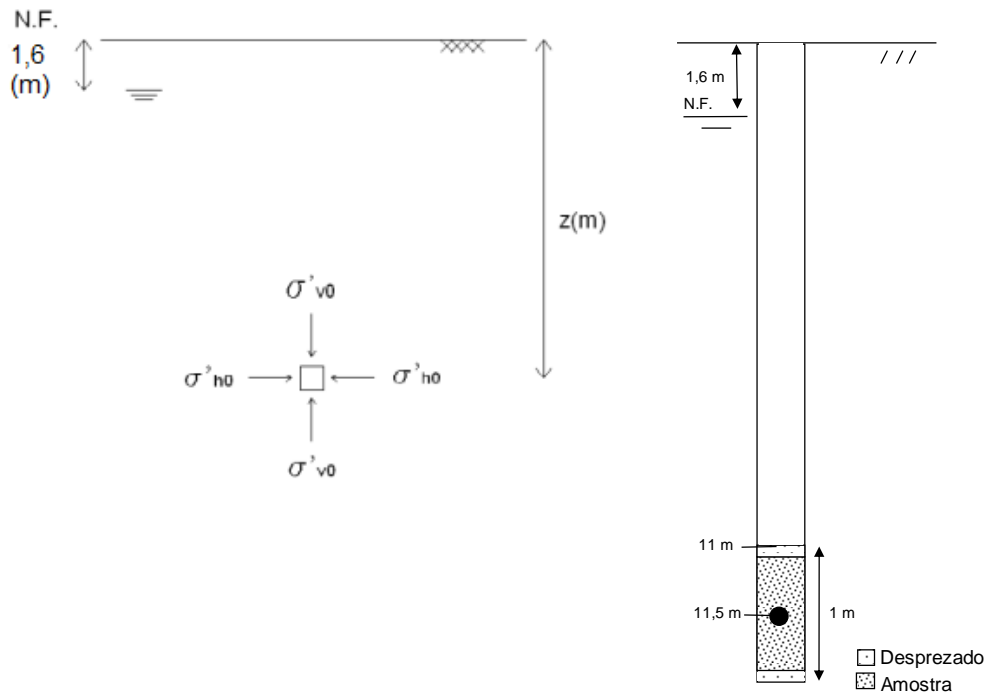


Fig. 3.41 - Condições iniciais admitidas para o furo SI7 (adaptado de Fonseca, 2009) e exemplo para uma amostra a 11 m (S2\_M11\_I2\_CT<sub>x</sub>)

A profundidade estipulada para cada ensaio partiu do princípio de que as amostras foram retiradas pouco abaixo das extremidades do topo e da base dos *liners*, devido ao facto de as extremidades do *liner* se encontrarem vazias e/ou ser necessário retirar uma porção de solo ao talhar. Posto isto, restamos uma amostra a meio da altura *liner*, sendo que os valores mais representativos de cada amostra irão encontrar-se a meio metro abaixo da profundidade a estudar. O exemplo de amostra a 11 metros de profundidade teve subsequentemente implicações na liquefação e na qualidade da amostragem. Esta temática será abordada com maior detalhe mais à frente neste trabalho.

#### 3.5.1.4 Permeabilidade

A permeabilidade de um solo tem necessariamente influência na sua suscetibilidade à liquefação. Assim, a determinação do coeficiente de permeabilidade é bastante importante no estudo da liquefação, pois permite identificar o comportamento hidráulico das amostras e distinguir entre o comportamento de um solo granular e de um solo fino.

Após o estabelecimento das condições de estado de tensão *in situ*, isto é, uma vez a amostra consolidada, pode-se passar ao estudo da permeabilidade. Segundo Matos Fernandes (2012), o coeficiente de permeabilidade,  $k$ , é o parâmetro com a maior gama de valores avaliado por meio de ensaios laboratoriais e *in situ*. No caso de ser avaliado em laboratório, poderá ser utilizada a câmara triaxial para este fim, efetuando uma percolação a altas pressões com um diferencial de pressões, habitualmente de 5 kPa, onde será registado a variação do volume de água percolado entre um determinado espaço de tempo estabelecido. Quando o volume estabilizar, o estudo da permeabilidade dá-se como terminado. Quanto mais rápido o ensaio, menor será a presença de finos na amostra.

### 3.5.2 CORTE ESTÁTICO (STx)

No corte triaxial estático foi efetuada uma consolidação isotrópica, o que significa que as tensões verticais e horizontais são iguais ( $K_0=1$ ). De seguida é aplicada uma carga vertical sob condições não drenadas, isto é, a variação volumétrica será nula. Optou-se por um corte não drenado pelo motivo de que a resistência ao corte num ensaio em condições não drenadas ser inferior ao de uma amostra similar num ensaio drenado, visto tratar-se de um ensaio mais brusco pelo desenvolvimento de excessos de pressão neutra. A carga é realizada verticalmente através do deslocamento descendente do êmbolo da câmara triaxial *stress-path*. Os ensaios realizados nesta câmara respeitaram uma velocidade de 0,02 mm/min de modo a que as gerações dos excessos de pressão neutra ocorressem lentamente, podendo assim ser lidas de forma homogénea. Foi utilizado o software Triax-Version 5.1.8®.

$$\sigma'_v = \sigma'_H + \frac{F}{A} - u \quad (3.16)$$

Onde  $\sigma'_v$  é a tensão vertical efetiva,  $\sigma'_H$  a tensão horizontal efetiva, o parâmetro  $A$  corresponde à área do provete corrigida (correção da membrana),  $F$  a força aplicada pelo êmbolo e  $u$  a pressão neutra.

### 3.5.3 CORTE CÍCLICO (CTx)

Em semelhança ao corte triaxial estático, o corte dá-se em condições não drenadas. O facto de o corte ser em condições não drenadas possibilita que as forças aplicadas ocorram de forma mais rápida, replicando assim um sismo de modo mais realista.

Embora o ensaio isotrópico possa ser menos representativo do ponto de vista do estado de tensão de repouso *in situ*, este torna-se mais interessante do ponto de vista do corte cíclico, pois permite aplicar extensões/trações no provete, que seriam expectáveis em caso de uma ação sísmica. A característica que permite a reprodução de um sismo em condições isotrópicas é um pequeno anel de borracha colocado em cima da amostra, na placa de topo de acrílico que posteriormente entrará em contacto com o pistão na câmara triaxial de prensa cíclica. A pequena adaptação na placa de topo permite o contacto solidário entre a placa de topo de acrílico e o pistão, assegurando que a solicitação aplicada pelo pistão, em movimento de compressão/extensão, é feita de modo contínuo e sincronizadamente aplicada no provete.

Conhecendo o valor da tensão vertical efetiva *in situ* que se pretende replicar, a força  $F$  aplicada pelo pistão da prensa cíclica é calculada pelo processo de cálculo da Fig. 2.24. São aplicados ciclos de força  $F$  de carga e descarga com uma amplitude que possibilite a simulação de um sismo. Da mesma forma que o corte estático, o corte cíclico é feito em condições não drenadas pelos mesmos motivos.

O *software* utilizado para a realização deste ensaio foi o DynaTester V2.0®.

## 3.6 ENSAIOS LABORATORIAIS REALIZADOS

### 3.6.1 PLANO DE ENSAIOS

Com a finalidade de estudar a qualidade da amostragem em solos de amostragem difícil, como é o caso dos solos arenosos, e de analisar a liquefação destes mesmos solos, foi realizada uma série de

ensaio triaxiais estáticos e cíclicos. No furo 7, com base nos dados CPTu, foram estudadas as profundidades referidas no Quadro 3.1. No furo 1, com base nos trabalhos de Alves (2017), apenas se analisou a qualidade de amostragem, complementando assim os seus trabalhos. No caso do furo NB1, uma vez que as amostras foram recolhidas em dezembro de 2017, com base no tempo disponível, foi apenas possível ser ensaiada uma amostra. Com base nos resultados dos ensaios CPT e através da análise via CLiq, foram escolhidas amostras a profundidades onde havia indícios de suscetibilidade de liquefação.

Quadro 3.1 - Ensaio realizados

Furo	Prof. (m)	CTx	STx	AG	Nomenclatura
S2	6,5	√		√	S2_M6_I1_CTx
	7,5	√		√	S2_M7_I1_CTx
	7,5	√		√	S2_M7_I2_CTx
	9,5	√		√	S2_M9_I1_CTx
	11,5	√		√	S2_M11_I2_CTx
	13,5	√		√	S2_M13_I1_CTx
	6,5		√	√	S2_M6_R1_STx
	7,5		√	√	S2_M7_R1_STx
	9,5		√	√	S2_M9_R1_STx
	11,5		√	√	S2_M11_R1_STx
S1	5,5	√			S1_M5_I2_CTx_1
	11,5	√			S1_M11_I2_CTx_2
	5,5	√			S1_M5_R2_CSP2
	5,5	√			S1_M5_R2_CSP3
	11,5	√			S1_M11_R2_CSP6
NB1	5,5	√			NB1_F5_GP5_I2

Legenda: CTx - Corte Cíclico; STx - Corte Estático; AG – Análise Granulométrica

De forma a dar seguimento aos estudos feitos por Alves (2017), a nomenclatura atribuída aos ensaios teve o mesmo raciocínio de fixar uma designação uniforme e de fácil identificação do local. Ao observar a Fig. 3.42 a primeira letra “S” representa que foi feito uma sondagem 2, realizado pelo amostrador “M” de Mazier, na profundidade “6”. Posteriormente segue-se o registo de laboratório, onde “I” representa que foi ensaiada uma amostra indeformada num ensaio cíclico “CTx”.

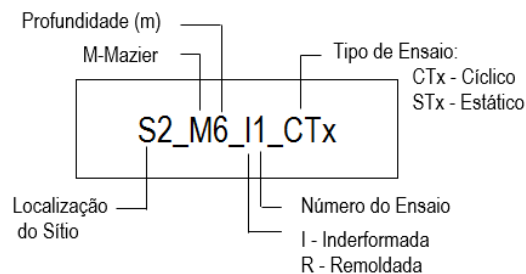


Fig. 3.42 - Nomenclatura de cada ensaio triaxial da zona de Vila Franca de Xira (adaptado de Alves, 2017)

De forma análoga à nomenclatura utilizada nos ensaios de Vila Franca de Xira, os ensaios a Norte de Benavente também possuem uma nomenclatura descritiva de cada ensaio, onde “GP” designa neste caso o amostrador Gel-Push. A sua descrição encontra-se na Fig. 3.43.

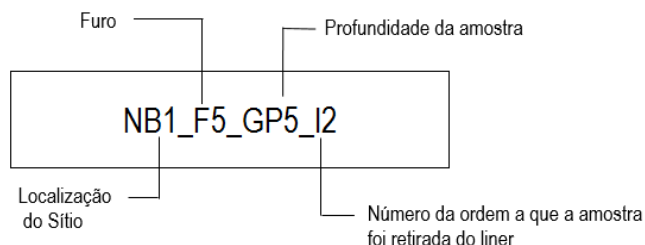


Fig. 3.43 - Nomenclatura de cada amostra da zona a Norte de Benavente

### 3.6.2 CONDIÇÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Foram realizados sete ensaios triaxiais cíclicos, sob as condições apresentadas no Quadro 3.2, em 7 amostras provenientes dos amostradores Mazier e Gel-Push.

Uma vez que a recolha das amostras foi realizada a meados de dezembro de 2017, foi apenas possível ensaiar e analisar uma amostra de Gel-Push, a NB1\_F5\_GP5\_I2.

O propósito desta amostra para este trabalho é essencialmente o estudo da qualidade da mesma. Nesta amostra, o único ensaio realizado foi o ensaio triaxial na prensa cíclica. A preparação e toda o método ao longo do ensaio seguiu-se da mesma forma que os ensaios triaxiais de Vila Franca de Xira.

Na montagem do ensaio são medidos e calculados os parâmetros do Quadro 3.2, em que o  $G_s$  utilizado inicialmente foi de 2,666, tendo sido posteriormente corrigido, acertando-se assim todos os parâmetros relacionados.

Quadro 3.2 - Condições iniciais de cada ensaio triaxial cíclico

Ensaio	Preparação				
	$e_0$	w (%)	H (mm)	D (mm)	W (g)
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	0,532	21,315	152,240	86,388	1824,210
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	0,779	22,432	155,620	85,670	1651,280
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	0,610	24,474	150,900	86,995	1742,050
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	0,772	30,581	151,435	85,438	1667,590
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	0,799	19,089	156,410	86,758	1660,860
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	0,674	22,031	151,880	85,473	1666,680
NB1_F5_GP5_I2	0,774	16,852	150,693	72,515	1121,740

Quadro 3.3 - Condições no fim da consolidação de cada ensaio cíclico

Ensaio	Fim da Consolidação						
	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{H0}$ (kPa)	$e_c$	$\varepsilon_v$ (%)	$V_s$ (m/s)	$V_P$ (m/s)	$K_0$ (Isotrópico)
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	50	50	0,540	0,978	144,656	1759,740	1
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	55	55	0,694	2,582	153,284	1532,840	1
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	66	66	0,528	0,843	147,077	1551,250	1
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	65	65	0,640	4,437	152,903	1601,760	1
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	100	100	0,738	1,918	185,917	1569,240	1
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	100	100	0,659	2,291	177,800	1580,440	1
NB1_F5_GP5_I2	55	55	0,540	0,706	185,538	1563,259	1

Quadro 3.4 - Condições no final dos ensaios cíclicos

Ensaio	Fim do Ensaio	
	W REAL (%)	V (cm <sup>3</sup> )
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	20,756	897,321
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	25,929	853,957
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	19,745	851,719
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	24,016	804,337
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	28,167	893,249
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	28,227	800,784
NB1_F5_GP5_I2	22,420	1212,758

Durante as fases dos ensaios triaxiais cíclicos, as amostras sofrem alterações no seu volume e consequentemente nos seus índices de vazios, devido às deformações que ocorrem. Como esperado, os valores do teor de água aumentaram, devido essencialmente ao processo de saturação.

As análises sobre estes resultados encontrar-se-ão no capítulo de 4.2.1.

### 3.6.3 CONDIÇÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS

Com uma abordagem semelhante aos ensaios cíclicos, os Quadros 3.5, 3.6 e 3.7, encontram-se os valores dos ensaios estáticos.

Quadro 3.5 - Condições iniciais de cada ensaio triaxial estático

Ensaio	Preparação					
	$w_0$ (%)	$e_0$	$w$ (%)	H (mm)	D (mm)	W (g)
S2_M6_R1_ST <sub>x</sub>	8	0,618	7,412	140,640	69,673	926,010
S2_M7_R1_ST <sub>x</sub>	5	0,783	4,807	140,105	70,373	857,338
S2_M9_R1_ST <sub>x</sub>	5	0,780	4,721	140,385	70,715	864,580
S2_M11_R1_ST <sub>x</sub>	5	0,835	4,891	142,730	70,388	831,810

Quadro 3.6 - Condições do fim da consolidação de cada ensaio triaxial estático

Ensaio	Fim da Consolidação						
	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{h0}$ (kPa)	$e_c$	$\varepsilon_v$ (%)	$V_s$ (m/s)	$V_p$ (m/s)	$K_0$ (Isotrópico)
S2_M6_R1_STx	50	50	0,588	0,486	169,700	1626,313	1
S2_M7_R1_STx	55	55	0,502	3,662	177,420	1687,922	1
S2_M9_R1_STx	65	65	-	-	-	-	1
S2_M11_R1_STx	100	100	0,740	2,026	189,610	1570,030	1

Quadro 3.7 - Condições no final dos ensaios estáticos

Ensaio	Fim do Ensaio		
	$W_{REAL}$ (%)	$W$ (g)	$V$ (cm <sup>3</sup> )
S2_M6_R1_STx	22,581	855,520	111,336
S2_M7_R1_STx	18,762	788,030	96,040
S2_M9_R1_STx	-	-	-
S2_M11_R1_STx	28,237	790,880	126,787

De igual modo aos ensaios triaxiais cíclicos, os índices de vazios diminuíram como resultado das deformações sofridas, e os valores do teor de água aumentaram. As análises sobre estes resultados encontrar-se-ão no capítulo de 4.2.2.



## 4

## APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

## 4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO MATERIAL

## 4.1.1 CURVA GRANULOMÉTRICA

Com o intuito de conhecer a distribuição granulométrica e determinar a fração de finos de cada amostra do solo em estudo, foi necessário recorrer a uma série de análises granulométricas por sedimentação. Esta caracterização permite ainda criar um paralelismo com os resultados CPTu e estudar a suscetibilidade à liquefação pelas curvas granulométricas.

Os resultados dos 6 ensaios de determinação da composição granulométrica das amostras de Vila Franca de Xira são apresentados na Fig. 4.1. Pela análise das curvas granulométricas, todos os ensaios encontram-se dentro dos limites desenvolvidos por Tsuchida (1970). Conclui-se então que, de acordo com o critério granulométrico, todas as amostras poderão desenvolver liquefação na ocorrência de um sismo, caso se verifiquem os restantes critérios de suscetibilidade à liquefação, previamente abordados no Capítulo 2. Mas, como qualquer outro estudo, o estudo da liquefação não se poderá restringir por apenas uma avaliação. É necessária a confirmação da suscetibilidade a este fenómeno de liquefação por outros métodos, como é realizado mais à frente deste capítulo.

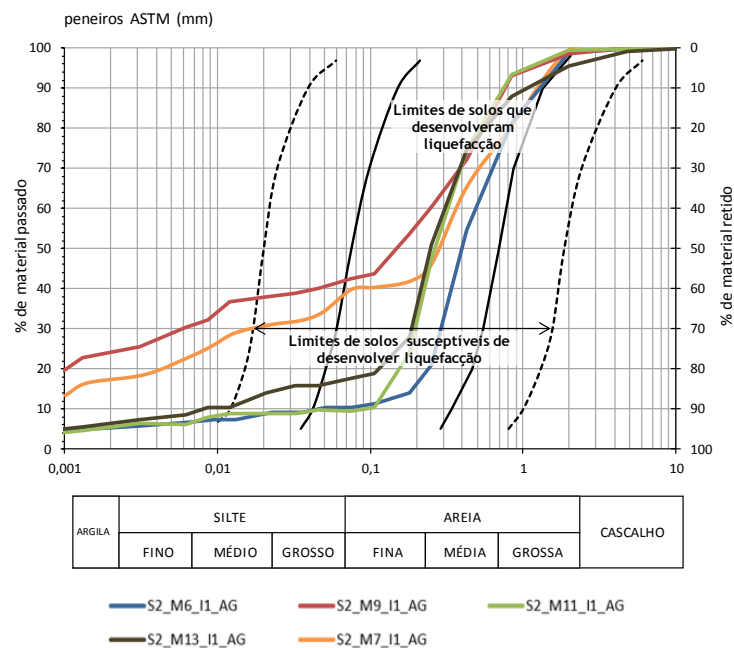


Fig. 4.1 - Curvas granulométricas das amostras ensaiadas

## 4.1.2 PESOS VOLÚMICOS DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

De forma a determinar a densidade das partículas sólidas, assim como para a confirmação do valor de  $G_s$  inicialmente adotado no cálculo de preparação das amostras reconstituídas, foi necessário recorrer à determinação do peso volúmico das partículas sólidas. O  $G_s$  inicialmente adotado foi de 2,666, segundo resultados anteriores (Ramos, 2017), tendo sido posteriormente confirmado através do estudo dos pesos volúMICOS dessas mesmas amostras. Segundo Matos Fernandes (2012), os valores de  $G_s$  costumam no geral encontrar-se no intervalo de 2,6 a 2,8. Os valores determinados para as diferentes amostras ensaiadas apresentam-se no Quadro 4.1 .

Quadro 4.1 - Valores de  $G_s$ 

Ensaio	$G_s$
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	2,602
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	2,676
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	2,676
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	2,665
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	2,620
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	2,624
S2_M6_R1_ST <sub>x</sub>	2,602
S2_M7_R1_ST <sub>x</sub>	2,676
S2_M9_R1_ST <sub>x</sub>	2,665
S2_M11_R1_ST <sub>x</sub>	2,620

Para além da determinação da densidade das partículas, o estudo do peso volúmico das partículas sólidas permite também um mapeamento em profundidade mais completo sobre que tipo de solos é que se encontram presentes *in situ*. Ao analisar os resultados obtidos em laboratório juntamente com os obtidos *in situ* a partir do ensaio CPT<sub>u</sub>, obtivemos os valores do Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Valores do peso volúmico para cada uma das amostras

Ensaio	Peso Volúmico (kN/m <sup>3</sup> )						
	Prof. (m)	Classificação Unificada	Litologia Visual (Lab.)	Litologia CPTu	<i>In Situ</i>	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Proposto (p/ autor)
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	6,5	SM	Areia Siltosa	Areia Siltosa	14,85	25,5	19
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	7,5	SC			14,00	26,3	
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	7,5	SC			14,00	26,3	
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	9,5	SC			17,08	26,1	
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	11,5	SM		Areia & Areia Siltosa	16,75	25,7	19,5
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	13,5	SC			17,85	25,7	
S2_M6_R1_ST <sub>x</sub>	6,5	SM	Areia Siltosa	Areia Siltosa	14,85	25,5	19
S2_M7_R1_ST <sub>x</sub>	7,5	SC			14,00	26,3	
S2_M9_R1_ST <sub>x</sub>	9,5	SC			17,08	26,1	
S2_M11_R1_ST <sub>x</sub>	11,5	SM		Areia & Areia Siltosa	16,75	25,7	19,5

Como se pode verificar pelo quadro anterior, os resultados mais à superfície possuem valores pouco realistas para o tipo de solo que encontramos, o que indica que nenhum método de avaliação do peso volúmico sozinho é totalmente fiável sobre o que de verdade se passa *in situ*, isto é, serão necessários mais do que um ensaio para comprovar e confirmar que efetivamente a uma determinada profundidade encontra-se o tipo de material esperado. Em cada tipo de ensaio, tanto *in situ* como em laboratório, podem ocorrer vários erros inconscientemente induzidos. No caso particular do CPTu, Robertson (2015) aconselha a corrigir e complementar os resultados CPTu com ondas de corte de modo a colmatar os valores obtidos do parâmetro  $f_s$ . Neste caso, o ideal seria comparar os resultados CPTu com os SPT. Posto isto, o autor com base no que verificou visualmente aquando da abertura dos provetes intactos, juntamente com a informação adquirida pelo CPTu, propõe o seguinte perfil simplificado demonstrado na Fig. 4.2.

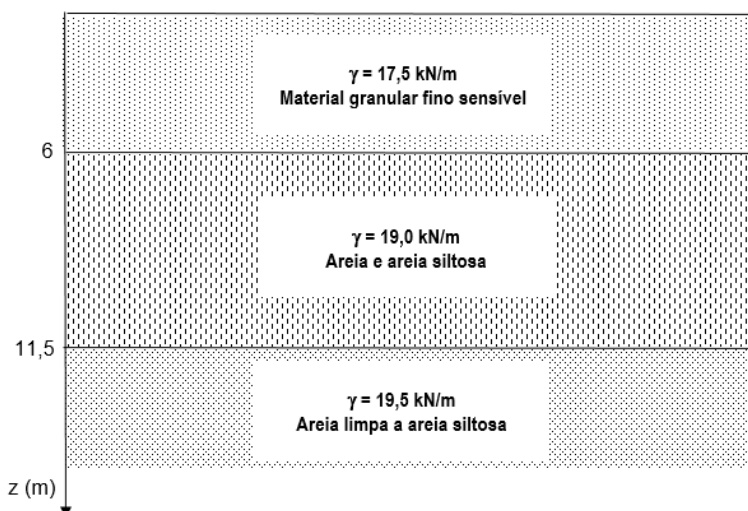


Fig. 4.2 - Perfil simplificado do furo SI7 do sítio piloto em Vila Franca de Xira

Apesar da existência desta proposta, optou-se por efetuar os cálculos com base em valores mais baixos de peso volúmico, de forma a não desprezar por completo os valores obtidos pelo CPTu.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO MATERIAL

### 4.2.1 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Analisando as condições a que os ensaios foram realizados, nos Quadro 3.2, Quadro 3.3 e Quadro 3.4 apresentados no capítulo 3, nota-se que em algumas amostras os valores de teor de água das duas cápsulas eram por vezes muito díspares, evidenciando assim uma certa heterogeneidade da amostra. Estes resultados poderão ser facilmente explicados pela disposição de armazenamento que estas amostras poderão experienciar: de modo horizontal ou vertical. Ao estar a armazenar as amostras horizontalmente, poderemos estar a criar um efeito de sedimentação na amostra, ou seja, fazer com que a amostra se acumule na parte inferior do *liner*, criando um espaço vazio na parte superior do mesmo. Posto isto, optou-se por armazenar as amostras verticalmente, respeitando assim o seu estado de tensão, o seu índice de vazios *in situ* e o seu teor de água (menor à superfície e aumentando em profundidade).

Pela Fig. 4.3, no geral, todas as amostras diminuíram em índice de vazios e aumentaram em teor de água à exceção da amostra S2\_M6\_I1\_CT<sub>x</sub>, que apesar do índice de vazios não se ter alterado muito, sofreu um ligeiro aumento.

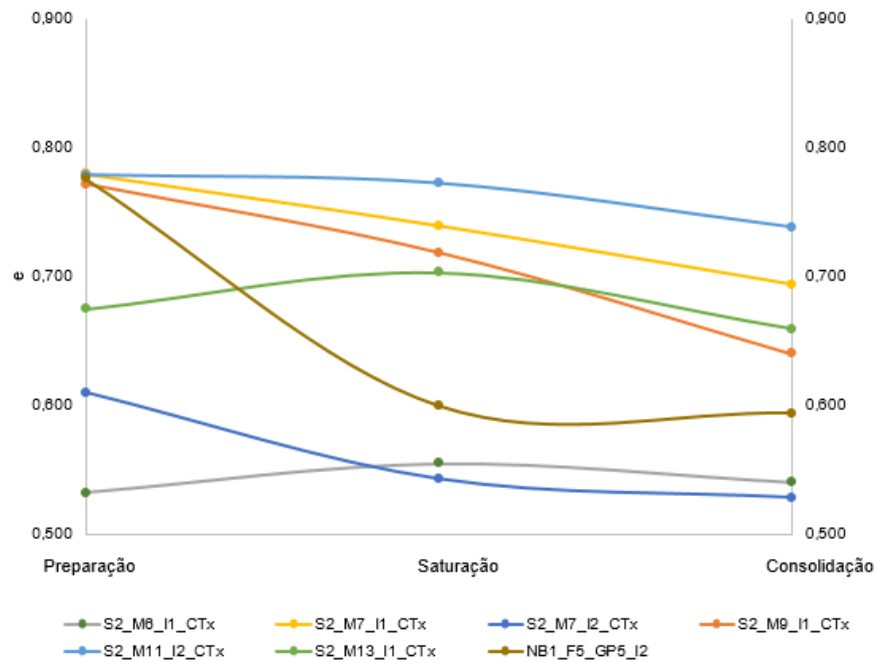


Fig. 4.3 - Evolução dos índices de vazios no ensaio triaxial cíclico

Podemos verificar também pela figura anterior que duas amostras, a S2\_M6\_I1\_CT x e a S2\_M13\_I1\_CT x, apresentam um índice de vazios na fase da saturação superior ao das duas outras fases. Esta pouco comum dilatância observada poderá dever-se à variação do teor de água já anteriormente discutida ao longo da amostra, em que a base do provete apresenta um teor de água claramente superior ao topo (por exemplo,  $w_{\text{topo}}=11,4\%$  e  $w_{\text{base}}=31,2\%$  na amostra S2\_M6\_I1). Quanto maior a variação do teor de água inicial entre o topo e a base, maior será a incerteza na determinação do índice de vazios inicial. Assim, os valores registados nesses dois casos devem ser considerados com alguma reserva, admitindo-se algum erro na sua determinação.

Em relação ao que era esperado pela análise física do material de cada amostra exposta no capítulo 4.1, todos os valores obtidos ao longo dos ensaios triaxiais cíclicos encontram-se de acordo com o expectável. As amostras que apresentaram mais finos, foram as que, no total de tempo que o ensaio levou a ser realizado, demoraram mais a dar o ensaio como concluído e as que apresentavam um maior teor de água inicial.

Sobre o estudo da permeabilidade, podemos verificar que os resultados do Quadro 4.3 vão de encontro com o estipulado por Matos Fernandes (2012), apresentando deste modo um grau de permeabilidade elevado, da ordem de  $10^{-2}$  m/s, como é expectável em materiais arenosos médios a grossos.

Quadro 4.3 - Condições no estudo da permeabilidade e da ação cíclica e as grandezas do coeficiente de permeabilidade para cada tipo de solo (Matos Fernandes, 2012)

Ensaio	Permeabilidade	Tipo de Solo	k (m/s)
	k (m/s)		
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	$2,6 \times 10^{-2}$	Areia Grossa	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	-	Areia Média	$10^{-3}$ a $10^{-4}$
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	$2,33 \times 10^{-2}$	Areia Fina	$10^{-4}$ a $10^{-5}$
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	$2,32 \times 10^{-3}$	Areia Siltosa	$10^{-5}$ a $10^{-6}$
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	-	Siltes	$10^{-6}$ a $10^{-8}$
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	$8,49 \times 10^{-3}$	Argilas	$10^{-8}$ a $10^{-9}$

No que concerne à seguinte fase da consolidação, podemos também constatar que todas as amostras ficaram devidamente consolidadas. Ao apresentar velocidades longitudinais com valores muito acima dos 1500 m/s, a saturação considera-se como total, como explicado em maior pormenor no capítulo 3. As ondas transversais apresentadas serão utilizadas para a posterior avaliação da qualidade no capítulo 4.4.

De seguida, na ultima fase do ensaio, foi necessário definir uma amplitude cíclica que garantisse um valor realista para a amostra liquefazer ao recriar um sismo a uma determinada frequência.

Ao retratar um sismo em laboratório, é necessário atender à violência das condições a que um sismo ocorre e a sua frequência. Como primeiro passo, optou-se por se efetuar um corte em condições não drenadas, isto é, aplicar a pressão sem que haja a saída de água, garantido assim uma abordagem mais semelhante ao que acontece num caso de um sismo e assegurando também que não haja variação de volume. Posteriormente optou-se por um carregamento cíclico de 0,1 Hz. Este valor foi proposto por Alves (2017) com base nos estudos efetuados por Tatsuoka *et al.* e Toki *et al.* (1986) e Mulilis (1975). De acordo com estes autores, concluiu-se que quanto menor forem as frequências, mais resistentes se mostram as amostras carregadas e que a frequência considerada ideal pelos autores é de 0,1 Hz.

De seguida, a simulação sísmica foi efetuada a partir de um carregamento cíclico num valor de amplitude cíclica calculado pelos valores de ação sísmica, CSR, utilizando os valores de  $a_{\max}$  e  $M$  utilizados por Alves (2017). Para este parâmetro CSR, calculou-se utilizando apenas um dos parâmetros característicos do sismo, a aceleração do solo.

Para o cálculo do CSR, de forma que a magnitude se torne um parâmetro quantitativo, foi necessário normalizar o valor de CSR tipo 2 para um valor de CSR<sub>7,5</sub>, para de seguida este novo parâmetro normalizado, o CSR<sub>IN SITU</sub>, seja convertido para a ação correspondente em laboratório, o CSR<sub>TX</sub>, utilizando-se o fator corretivo  $c_r$  estipulado por Castro (1975) cujo valor é de 0,9.

Após o cálculo das ações sísmicas, é necessário ainda corrigir o volume da amostra e por sua vez a sua área devido ao fato de que a amostra acaba por sofrer assentamentos durante as fases de percolação, saturação e consolidação. Estes assentamentos são lidos pelo sistema LVDT externo na fase da consolidação, permitindo assim uma fácil correção dos valores do volume e da área da amostra.

Ao concluir estes cálculos, é assim possível efetuar o cálculo da carga cíclica a aplicar na amostra de forma a replicar o comportamento *in situ* ao ser submetido a uma ação real.

No Quadro 4.4 encontram-se os valores de CSR utilizados para as respetivas amostras, assim como o número de ciclos para que cada amostra liquefez e a sua respetiva força cíclica aplicada.

Como se pode verificar pelas Fig. 4.4, Fig. 4.5, Fig. 4.6, Fig. 4.7, Fig. 4.8 e Fig. 4.9, são apresentadas as relações entre  $q$ - $\epsilon_a$  e  $q$ - $p'$ , assim como as relações  $\Delta u$ - $\epsilon_a$  e  $\Delta u$ -Nº ciclos, correspondentes aos ensaios cíclicos. Ambas as relações  $q$ - $\epsilon_a$  e  $q$ - $p'$  permitem observar com clareza a trajetória tomada pela ciclagem, permitindo até em pormenor constatar que todos os ensaios liquefizeram pelos gráficos  $q$ - $\epsilon_a$  e de forma muito obvia visualizar as envolves nos gráficos  $q$ - $p'$ . O tema da liquefação será abordado em maior detalhe no capítulo 4.3.

Quadro 4.4 - Resultados da ação cíclica obtidos dos ensaios triaxiais cíclicos

Ensaio	Ação Cíclica			
	CSR <sub>REAL</sub>	F (kN)	F <sub>MÁX</sub> (kN)	Nº ciclos LIQ
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	0,2453	0,080	77,748	23
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	0,2501	0,090	70,210	105
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	0,2492	0,066	49,949	14
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	0,2636	0,109	67,947	17
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	0,2582	0,144	122,180	63
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	0,2391	0,154	120,724	37

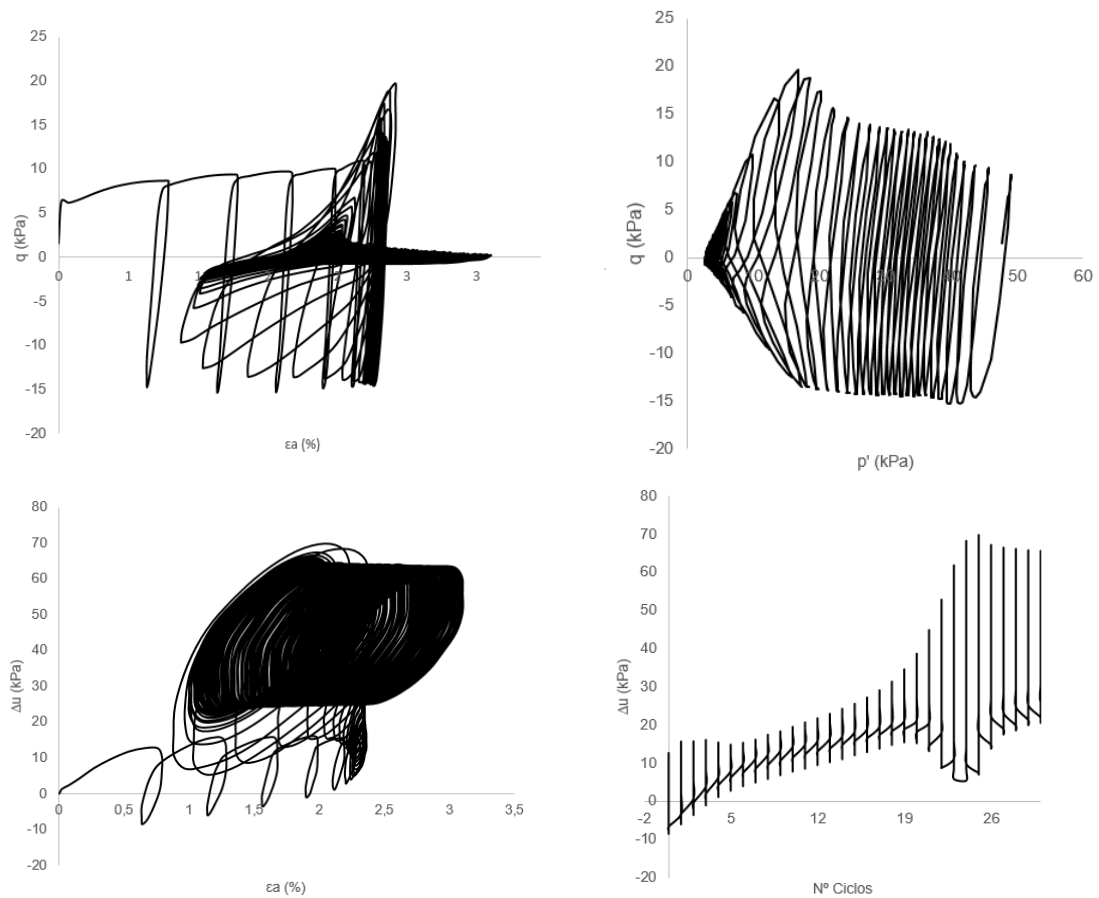


Fig. 4.4 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2\_M6\_I1\_CT<sub>x</sub>

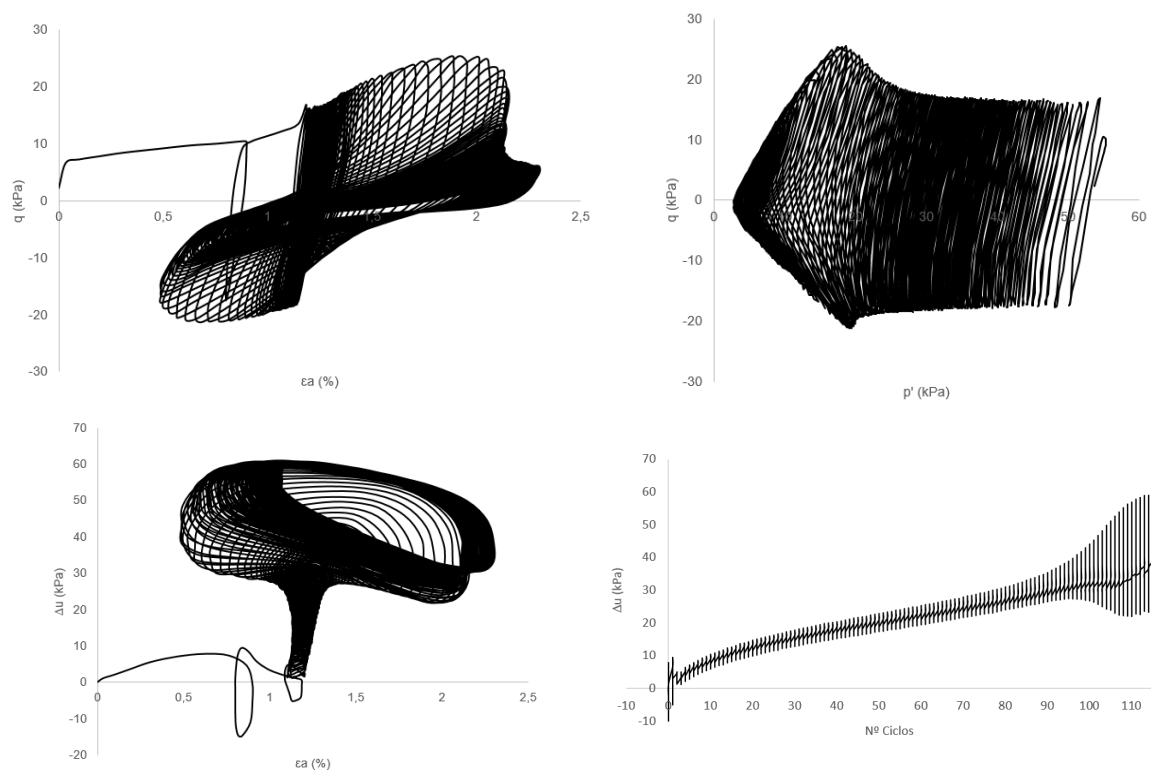


Fig. 4.5 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2\_M7\_I1\_CTx

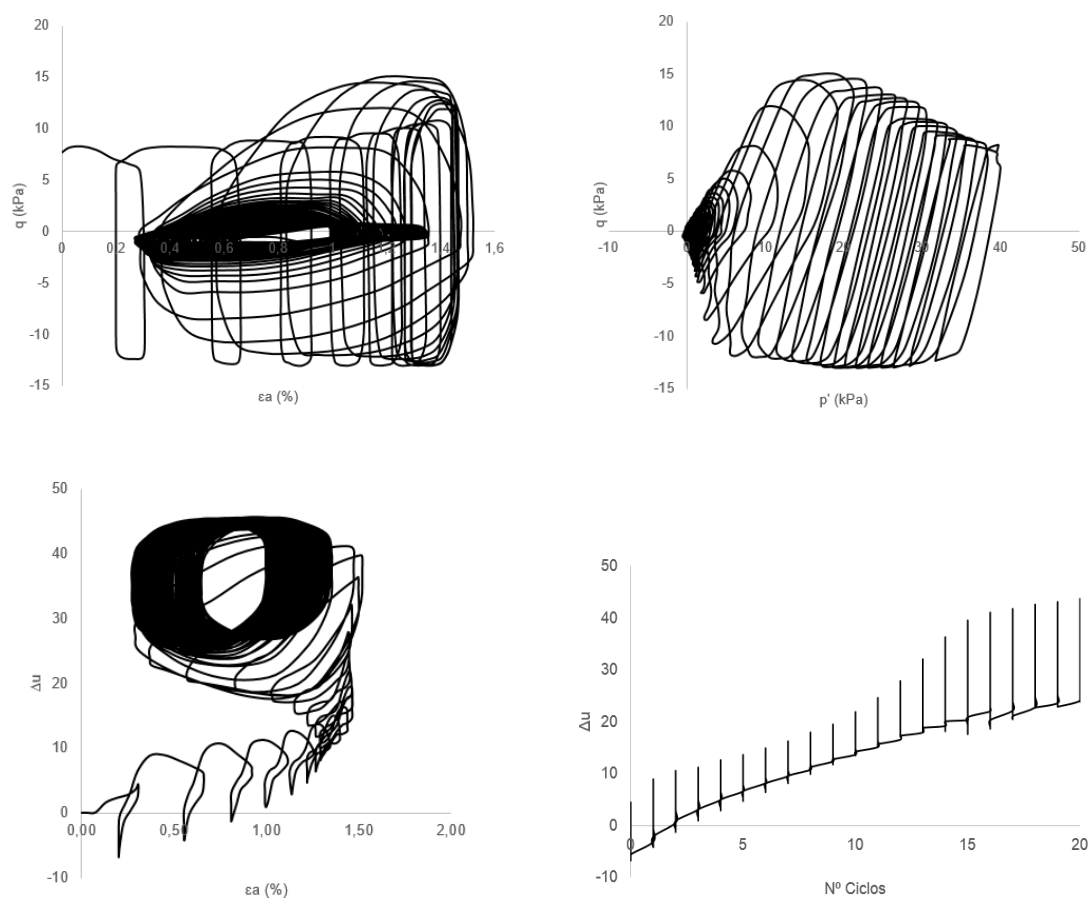
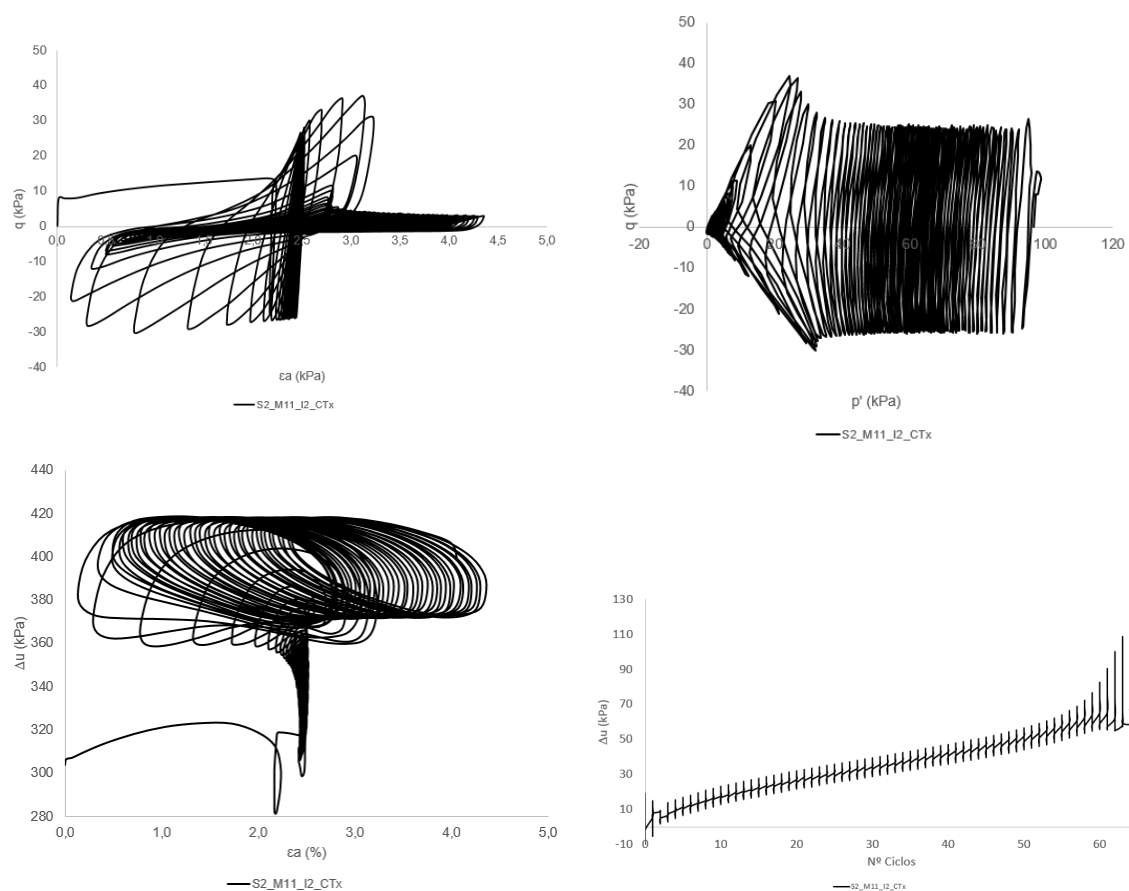
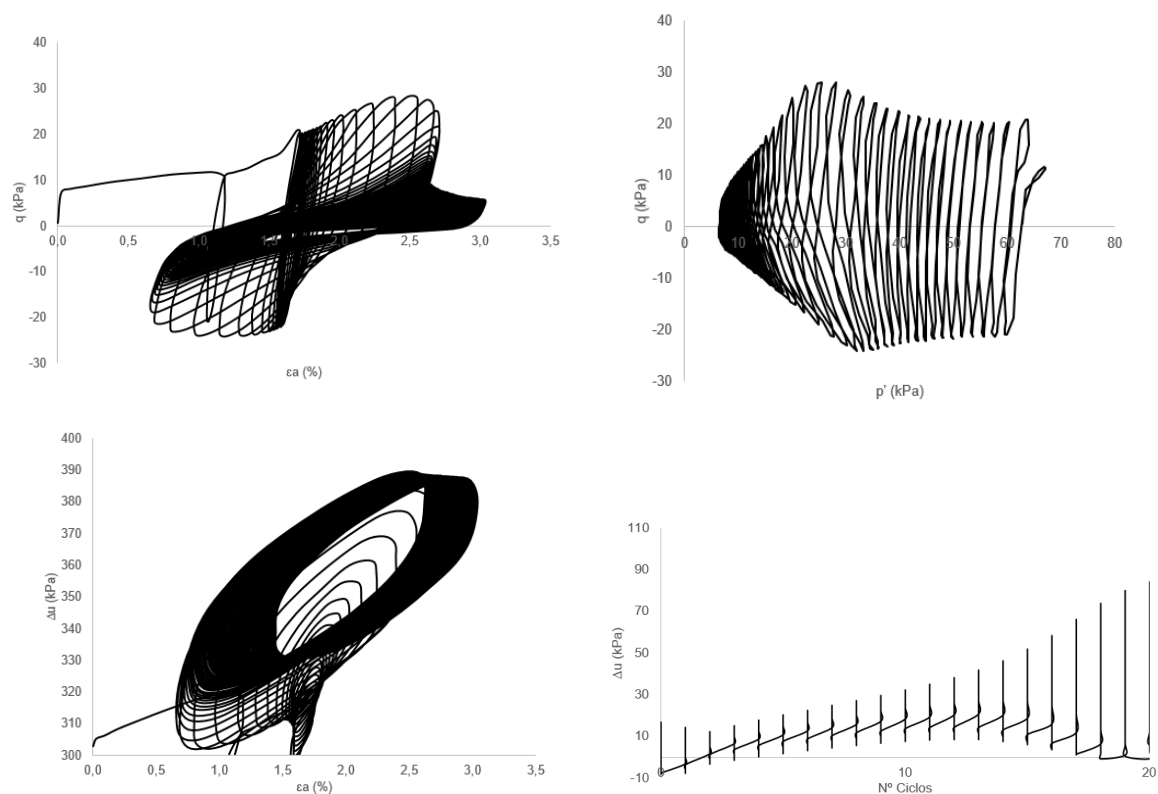


Fig. 4.6 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2\_M7\_I2\_CTx





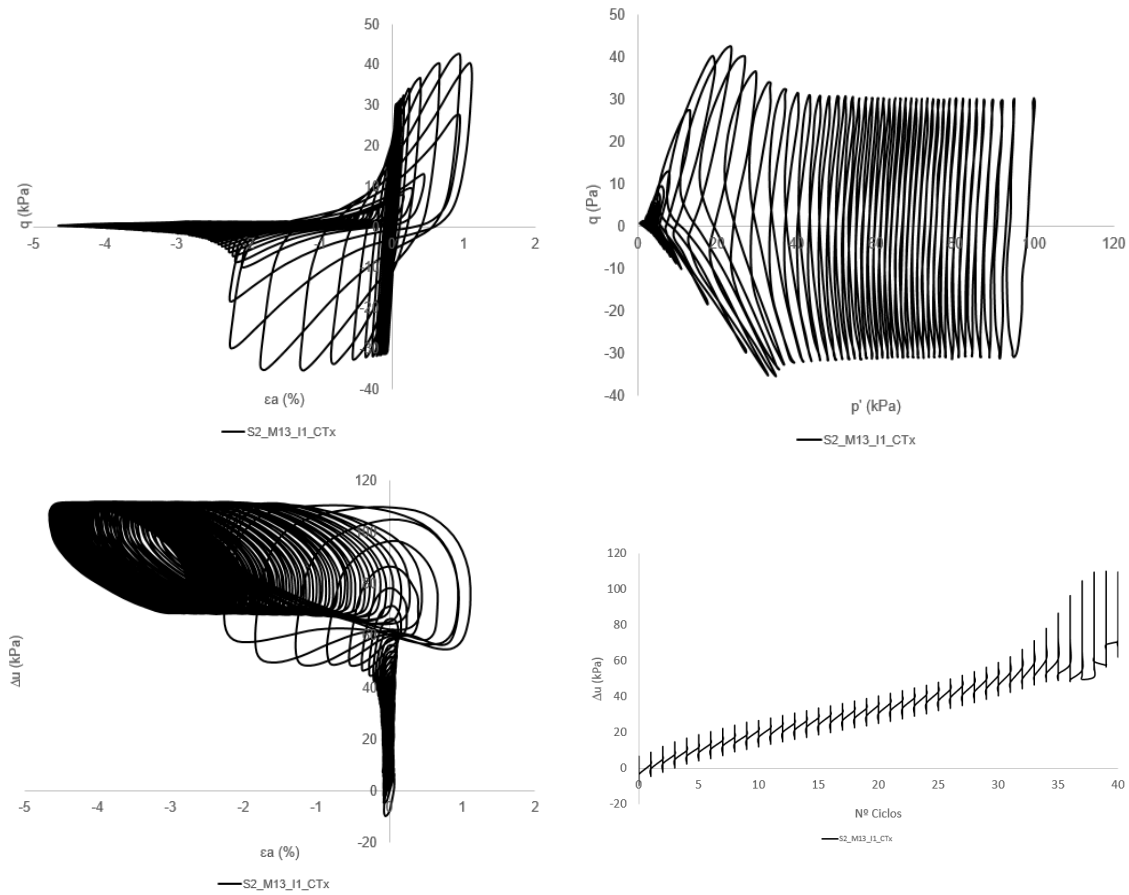


Fig. 4.9 - Gráficos dos ensaios cíclicos à amostra S2\_M13\_I1\_CT\_x

Ao analisar as trajetórias anteriores, excetuando a S2\_M13\_I1\_CT\_x, é bastante evidente o momento de rotura todas as amostras. Nos gráficos  $q$ - $p'$ , é também bastante clara a dedução das envolventes de rotura de cada amostra.

Segundo a ISO/TS 17892-9, os valores da tensão de desvio,  $q$ , têm que sofrer uma correção da membrana. Todos os gráficos demonstrados apresentam essa correção.

Pode-se constatar pelos gráficos que em todas as amostras que o excesso de pressão neutra,  $\Delta u$ , foi aumentando até um determinado ponto, permanecendo-se constate a partir daí ao longo da ciclagem. Esse mesmo ponto indica o ciclo em que a amostras liquefez.

Os valores obtidos a partir destes gráficos permitiram a análise à suscetibilidade à liquefação, que será abordado posteriormente no capítulo 4.3.

#### 4.2.2 ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS

##### 4.2.2.1 Descrição dos ensaios realizados

No caso da câmara *Stress-Path*, a preparação do ensaio difere um pouco do da prensa cíclica pelo facto de agora se tratarem de amostras remoldadas. Inicialmente estas amostras encontram-se secas, sendo necessário adicionar uma pequena quantidade de água para facilitar a sua montagem. Idealmente o teor de água estipulado como suficiente era de 5%, mas, devido à grandeza de valores

dos índices de vazios das amostras intactas e das dificuldades que ocorreram nos ensaios às profundidades 7, 9 e 11, tornou-se evidente que este teor de água deveria ser aumentado, passando-se então de 5 para 8%. Este aumento foi o suficiente para tornar a preparação muito mais fácil.

Para o cálculo do teor de água e consequente índice de vazios, procedeu-se de forma análoga aos ensaios cíclicos, com a diferença de que se retirou uma amostra de solo saturado logo após a adição do teor de água, de 5 ou 8%, e outra amostra de solo ainda saturado no fim da montagem da amostra na câmara. Podemos notar pelo Quadro 3.5 que as percentagens de teor de água ficaram ligeiramente abaixo ao que foi adicionado pela provável evaporação da água do solo ao longo da montagem. Podemos observar também que os valores de índice de vazios não se encontram muito distantes do que foi calculado das amostras intactas.

Na Fig. 4.10 é evidente a elevada variação do índice de vazios da amostra S2\_M7\_R1\_STx por razões que ainda não se tornaram claras. Este fenómeno cria algumas limitações tanto no estudo da liquefação como no estudo da qualidade das amostras.

Esta ocorrência é também possível de se observar nos ensaios de amostras remoldadas em Alves (2017).

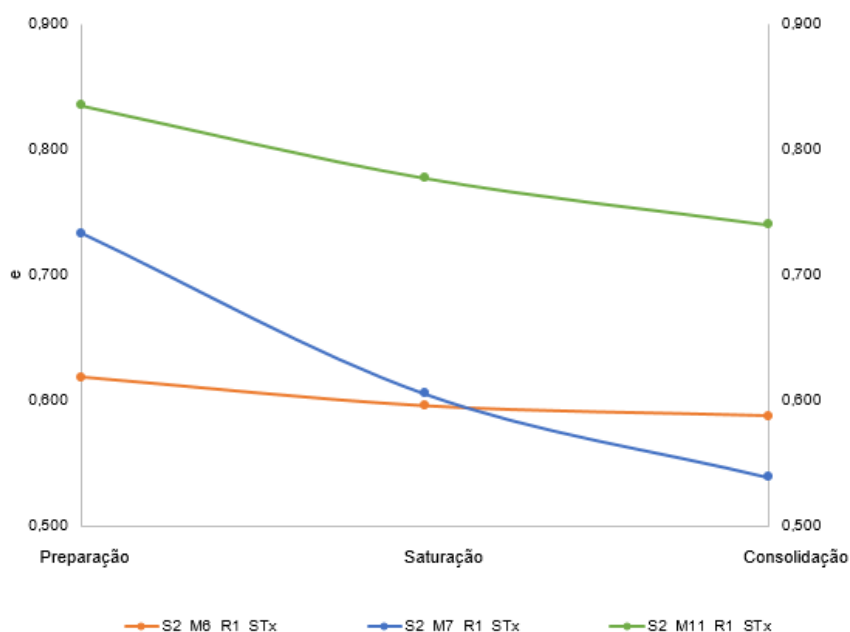


Fig. 4.10 - Evolução dos índices de vazios no ensaio triaxial estático

Ao contrário da amostra S2\_M6\_I1\_CT<sub>x</sub> (amostra intacta), o índice de vazios diminuiu da preparação para a consolidação para a amostra remoldada, como seria de esperar.

Na consolidação dos ensaios estáticos, consideraram-se os mesmos valores de consolidação de forma a ser possível a comparação entre ensaio estáticos e cíclicos. Pela análise das velocidades das ondas P, as amostras encontravam-se totalmente saturadas.

Após a realização dos vários ensaios triaxiais em amostras representativas dos solos a analisar, o ângulo de atrito poderá ser determinado de duas formas: a partir da determinação das circunferências de Mohr correspondentes à rotura e à respetiva envolvente ou então pela marcação num sistema de

eixos q-p' os pontos correspondentes ao estado de rotura para cada ensaio, traçando uma reta, por exemplo uma reta de tendência, que melhor se aproxime desse estado. Neste trabalho optou-se pela segunda abordagem com o auxílio dos ensaios triaxiais estáticos na câmara *stress-path*. Os resultados apresentam-se no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 - Ângulos de atrito retirados dos ensaios triaxiais estáticos

Ensaio	Ação Estática		
	$\phi_{pico}$ (°)	$\phi_{cv}$ (°)	M
S2_M6_R1_STx	33,66	33,02	1,458
S2_M7_R1_STx	32,88	31,45	1,263
S2_M11_R1_STx	34,33	33,05	1,333

Os resultados obtidos encontram-se dentro do esperado para o tipo de material existente e demonstrado pelas curvas granulométricas. De igual modo, os valores obtidos de teor de água aumentaram como esperado.

No caso específico da amostra da profundidade 7 (S2\_M7\_R1\_STx), registou-se durante o corte estático, na câmara *stress-path*, a variação da rigidez ao longo desta fase. Os valores obtidos encontram-se no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Variação da rigidez ao longo do corte estático no ensaio S2\_M7\_R1\_STx

Tempo (min)	CP (kPa)	BP (kPa)	Load (N)	Displacement (mm)	V <sub>s</sub> (m/s)	p' (kPa)	ε <sub>a</sub> (%)	G <sub>0</sub> (MPa)
0	355,993	300,930	0	0	185,864	55,115	0,124	53,318
30	355,873	301,414	6,544	0,671	191,566	54,563	0,380	56,639
60	356,114	336,756	91,683	1,862	152,318	27,438	1,279	35,808
90	355,366	343,679	87,860	3,693	131,752	20,228	2,666	26,791
120	355,873	345,933	89,496	6,069	124,404	18,305	4,540	23,886
150	355,993	346,899	89,496	9,079	121,028	17,170	6,799	22,607
900	355,633	348,107	111,325	27,074	123,910	15,858	20,290	23,697
930	355,753	391,211	111,868	27,668	124,900	16,144	20,737	24,077

Como já referido anteriormente, a rigidez, G, é intimamente ligada ao valor da velocidade da onda S. Esta relação é bastante evidente ao avaliar a expressão 4.1, já anteriormente demonstrada no capítulo 2.

$$G = \rho V_s^2 \quad (4.1)$$

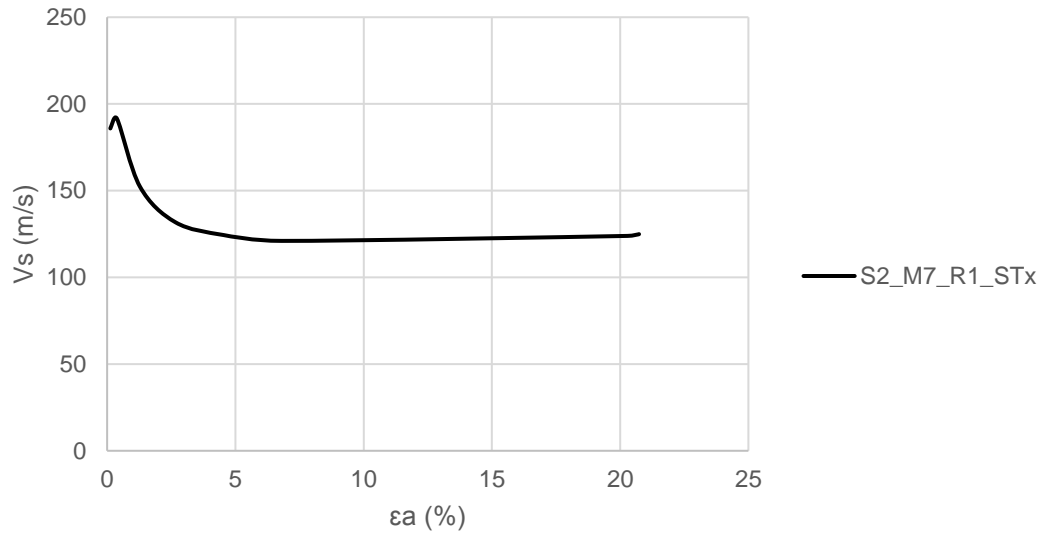


Fig. 4.11 - Variação da rigidez: relação Vs-εa

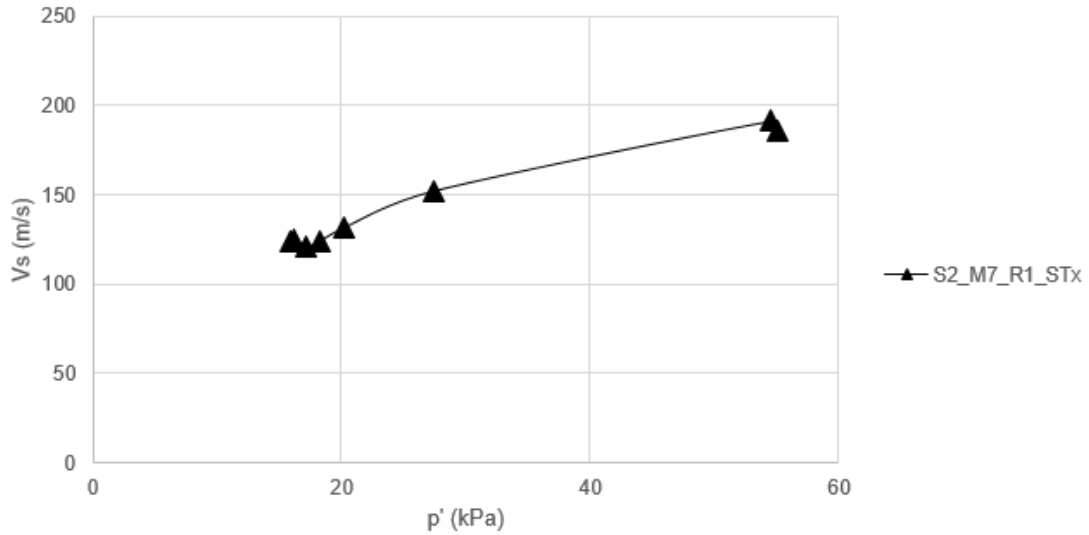


Fig. 4.12 - Variação da rigidez: relação Vs-p'

Ao analisar os valores da velocidade das ondas transversais, pelas Fig. 4.11 e Fig. 4.12, a velocidade sobe até uma extensão de 0,38%, onde imediatamente depois começa a diminuir, registrando-se assim o início do colapso da amostra. Verificamos deste modo que, pelo menos nos ensaios estáticos, as ondas permitem um aviso atempado da liquefação da amostra.

Traçando uma reta de tendência de potência aos pontos da Fig. 4.12, obtemos a equação, como seguimento da equação 2.7:

$$V_s = 45,14p'^{0,36} \quad (4.2)$$

O valor de 45,14 obtido para a constante inclui também não só a constante A, mas também a função do índice de vazios ( $\sqrt{F(e)}$ ), que também é constante, por se tratar de medições em condições não drenadas. O valor do expoente de 0,36 é mais elevado do que o esperado, de 0,25, mas valores semelhantes foram reportados por Cho *et al.* (2006) para algumas areias.

Posteriormente, na Fig. 4.13, são apresentadas as relações entre  $q$ - $\epsilon_a$  e  $q$ - $p'$ , bem como a relação  $\Delta u$ - $\epsilon_a$ , correspondentes aos três ensaios estáticos.

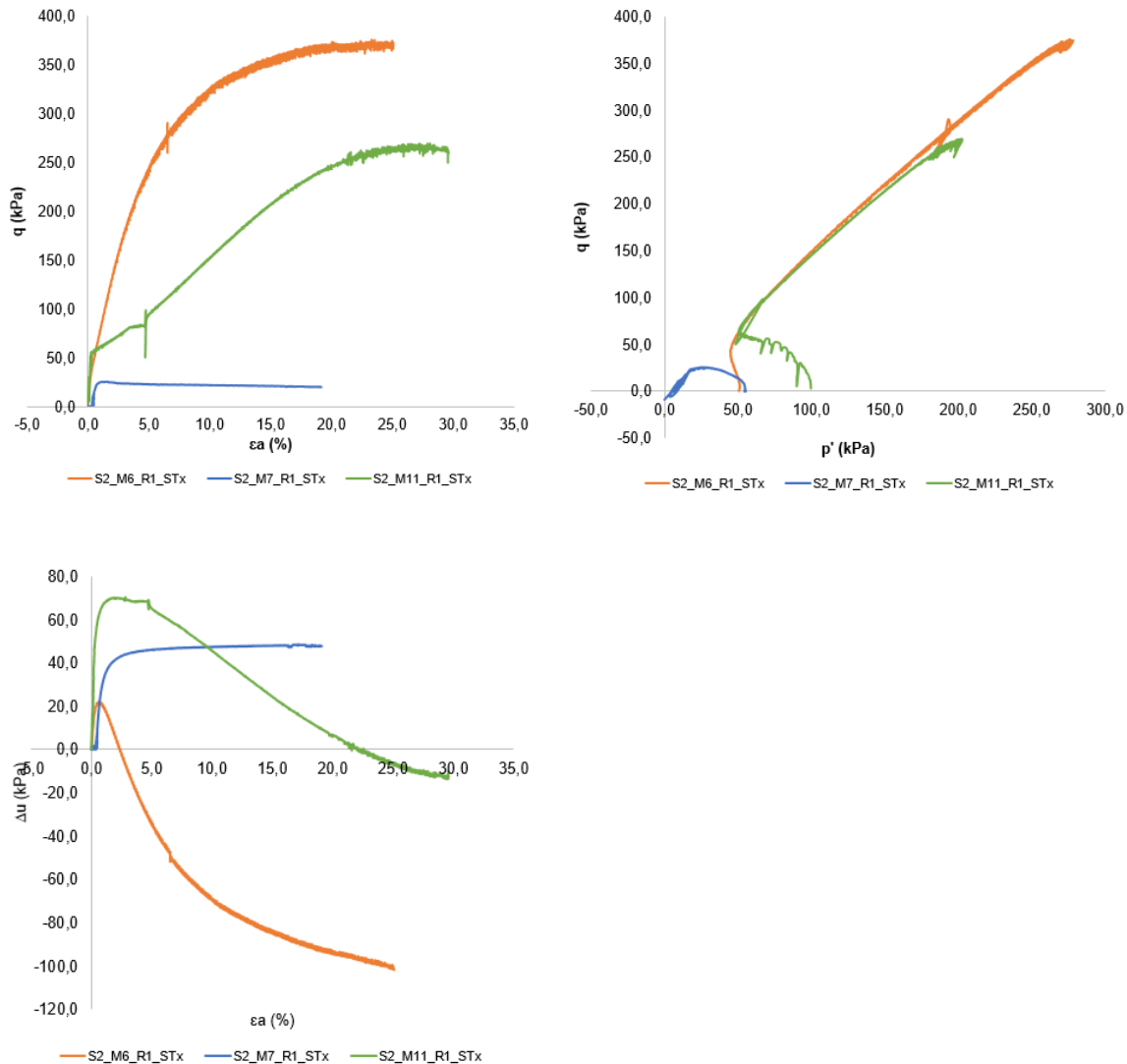


Fig. 4.13 - Relação  $\epsilon_a$ - $q$ ,  $q$ - $p'$  e  $\Delta u$ - $\epsilon_a$  dos vários ensaios triaxiais estáticos

Visto tratarem-se de ensaios estáticos, não se pode esperar uma liquefação cíclica, isto é, uma liquefação originada por um movimento brusco, mas sim uma liquefação estática (ou por fluxo). Nas amostras remoldadas, a única amostra a sofrer liquefação de fluxo foi a amostra a 7 metros. Para este trabalho, este tipo de liquefação não terá tanta importância e por esse motivo é que se fez esta tão resumida referência à liquefação nos ensaios estáticos.

Do mesmo modo que nos resultados dos ensaios cíclicos efetuou-se a correção da membrana, assim como nos resultados dos ensaios estáticos.

#### 4.2.2.2 Ensaio não finalizado

Ao averiguar-se os quadros do capítulo 3.6.1 referentes às condições a que os provetes foram submetidos, é feita referência à amostra S2\_M9\_R1\_STx. Trata-se de uma amostra em que não foi possível dar o ensaio como terminado. Ao longo desta amostra foram ocorrendo uma série de fenómenos muito particulares. Começou por na fase da montagem se ter tornado bastante difícil montar as várias camadas. O teor em água escolhido para esta amostra foi de 5% e revelou-se muito aquém do que era realmente necessário, tornando a amostra muito seca. Uma outra evidência da amostra se encontrar demasiado seca, foi na fase da percolação, em que se conseguiu perceber de forma muito clara a ascensão da água dentro da amostra. A amostra encontrava-se de tal forma seca, que se tornou possível verificar a ascensão da água pelo interior da amostra, tornando o solo cada vez mais escuro, devido à saturação do mesmo.

A seguinte particularidade deu-se ainda na percolação, pelo seu extenso tempo que demorou e pela presença de dióxido de ferro, deixando a água com um tom de cor alaranjado.

Posteriormente, na fase da consolidação notou-se que os valores da *back pressure* não estabilizavam. Os valores encontravam-se em contínua ascensão querendo igualar a *cell pressure*, indicando deste modo que a membrana se encontrava com uma fuga.

Ao desmontar e analisar a membrana, constatou-se que efetivamente de uma fuga se tratava pelo furo encontrado na membrana na extremidade superior. Este furo deu-se provavelmente no momento da montagem da amostra, ao dar uma pancada com o pilão.

### 4.3 ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

#### 4.3.1 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO NOS ENSAIOS *IN SITU* SPT E CPTU

Dispondo do facto de se ter efetuado um SPT e um CPTu neste furo, estudou-se a suscetibilidade à liquefação com base nestes mesmos ensaios.

Para dar início ao estudo da liquefação do furo 2, foi necessário proceder a uma avaliação das profundidades a estudar. Sabendo que os solos arenosos até os 15 metros são o que representam uma maior preocupação, utilizou-se os dados disponibilizados pelos ensaios SPT e CPTu para analisar que profundidades se encontravam com um coeficiente de segurança inferior a um. Pela metodologia de Boulanger e Idriss (2014), descrita em detalhe no capítulo 3, determinou-se, que profundidades deveriam ser estudadas. Todas as amostras apresentadas nos Quadro 4.7 e na Fig. 4.14 mostraram uma suscetibilidade à liquefação por avaliação do fator de segurança, mostrando deste modo uma concordância com a proposta de Andrus e Stokoe (2000).

Posteriormente avaliou-se a suscetibilidade à liquefação calculando o valor de CSR e CRR pelos valores registados pelos SDMT, utilizando a metodologia de Marchetti e Marchetti (2016). Os valores apresentam-se no Quadro 4.8 e demonstrados graficamente na Fig. 4.14.

Quadro 4.7 - Valores resultantes do estudo da suscetibilidade à liquefação pela metodologia de Boulanger e Idriss (2014) utilizando os valores registrados pelo CPTu e pelo SPT

Prof. (m)	$q_{c1N,cs}$ (kPa)	$CRR_{7,5}$	CSR (CPTu)	$(N1)_{60,cs}$ (kPa)	$CRR_{7,5}$	CSR (SPT)	FS CPTu	FS SPT
6,5	7,27	0,065	0,238	5	0,0861	0,218	0,273	0,387
7,5	7,6	0,065	0,243	3	0,0751	0,222	0,268	0,345
9,5	76,34	0,113	0,245	8	0,1046	0,224	0,462	0,476
11,5	8,27	0,065	0,243	7	0,0982	0,216	0,269	0,444
13,5	33,2	0,081	0,237	9	0,1112	0,206	0,342	0,535

Quadro 4.8 - Valores resultantes do estudo da suscetibilidade à liquefação pela metodologia Marchetti e Marchetti (2016) utilizando os valores registrados pelo SDMT

Prof. (m)	CRR	CSR (SDMT)	FS (SDMT)
6,5	0,115	0,269	0,428
7,5	0,051	0,268	0,191
9,5	0,142	0,278	0,511
11,5	0,105	0,300	0,349
13,5	0,076	0,282	0,268

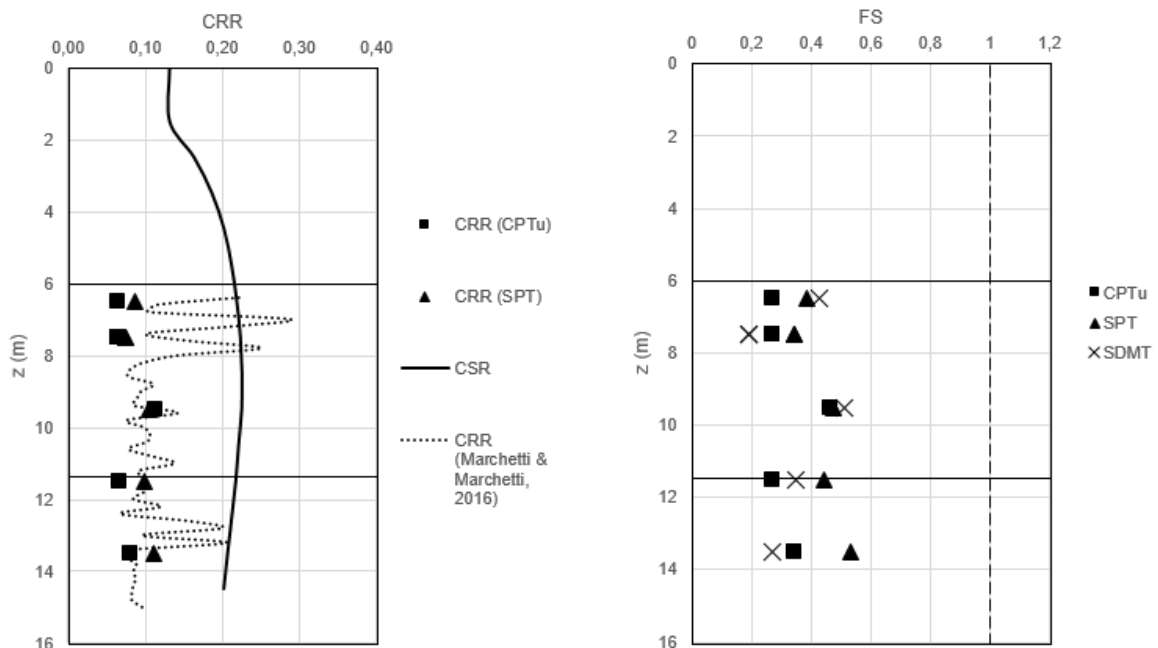


Fig. 4.14 - Avaliação da suscetibilidade à liquefação das várias profundidades pelas metodologias de Boulanger e Idriss (2014) e Marchetti (2016)

Conclui-se pela informação anterior que, pelos parâmetros CPTu, SPT e SDMT, as profundidades estudadas apresentam uma susceptibilidade à liquefação bastante elevada, criando assim mais uma evidência relativamente à suscetibilidade à liquefação destes solos.



#### 4.3.2 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO NOS ENSAIOS CÍCLICOS

Para a avaliação da suscetibilidade à liquefação em areias, efetuou-se uma análise através de ensaios cíclicos tendo em conta a expressão proposta por Andrus e Stokoe (2000). Ao observar o gráfico da Fig. 4.15 estabelecido pelas diferentes velocidades transversais normalizadas das várias amostras,  $V_{s1}$ , e respetiva razão das tensões cíclicas, CSR. As curvas apresentadas no gráfico correspondem aos dois limites de solos com frações finas entre os 5 e os 35%.

Este gráfico proposto por Andrus e Stokoe (2000) apresenta de forma muito acessível a distinção das amostras liquefificáveis das não liquefificáveis. No presente trabalho todas as amostras possuem uma suscetibilidade à liquefação bastante pronunciada.

Quadro 4.9 - Valores de CSR, velocidades transversais e o número de ciclos em que as amostras liquefizeram dos ensaios cíclicos e estáticos

Ensaio	CSRTX	$V_s$ Lab. (m/s)	$V_{s1}$ (m/s)	$F_{MÁX}$ (kN)	Nº ciclos LIQ	Tipo de Liquefação
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	0,273	144,656	171,652	77,748	23	LF
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	0,278	153,284	177,241	70,210	105	MC
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	0,277	147,077	155,988	49,949	14	LF
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	0,293	152,903	168,412	67,947	17	LF
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	0,287	185,917	185,662	122,180	63	MC
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	0,266	177,800	177,272	120,724	37	LF

LF = Liquefação por Fluxo; MC = Mobilidade Cíclica

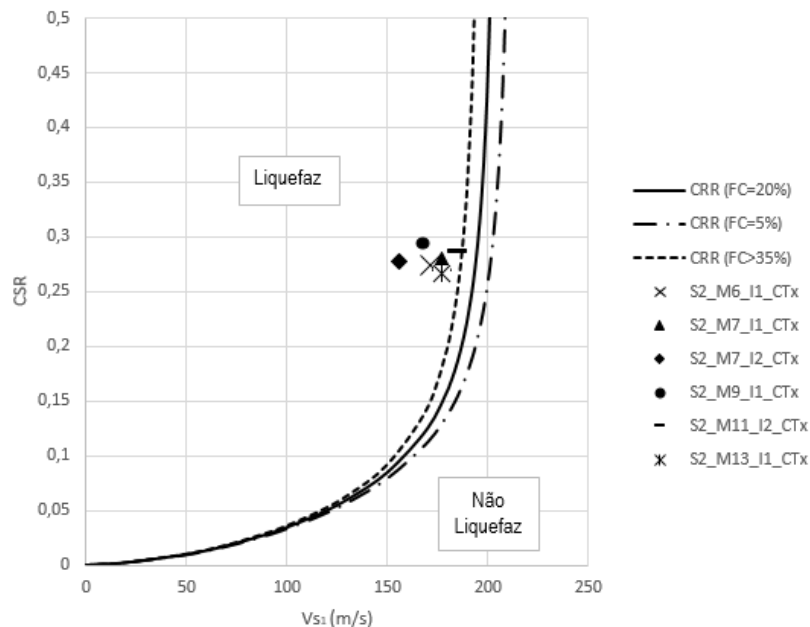


Fig. 4.15 – Relação entre ações cíclicas e as velocidades transversais normalizadas para os vários ensaios triaxiais cíclicos, proposta por Andrus e Stokoe (2000) com as curvas das frações de finos a 5 e 35%.

Para um sismo de magnitude de 7,5, Seed e Lee (1966) definiram que o valor total de número de ciclos que resultaria na amostra a liquefazer seria de 15 ciclos, isto é, o valor que corresponderia a um sismo 7,5, enquanto que Ishihara (1993) defendeu 20 ciclos. Dando uso a estes pressupostos e comparando pela Fig. 4.16, constata-se que efetivamente apenas a amostra S2\_M7\_I1\_CT<sub>x</sub> se encontra abaixo dos 15 ciclos de carga assim como a amostra S2\_M9\_I1\_CT<sub>x</sub> se encontra abaixo dos 20 ciclos de carga.

Considerando o conceito de que cada ciclo corresponde a aproximadamente um segundo num sismo de magnitude 7,5, nota-se que a duração em todas as amostras é bastante curta, sendo a mais alta de 105 ciclos.

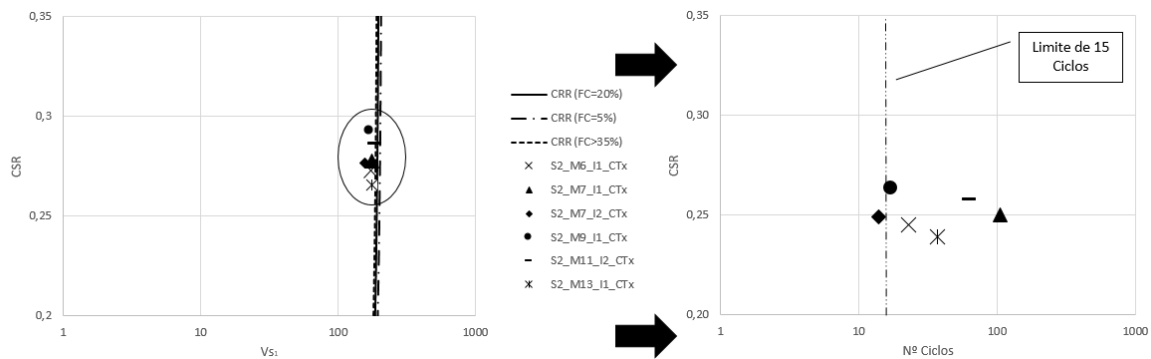


Fig. 4.16 - Relação entre o CSR, Vs1 e nº de ciclos (adaptado de Fonseca, 2009)

Desta forma, conclui-se que, através da análise realizada em laboratório, que o solo apresenta suscetibilidade à liquefação elevada. Esta conclusão é posteriormente solidificada pelo facto dos resultados *in situ* e em laboratório apresentarem ambos uma suscetibilidade à liquefação, assim como apresentarem valores muito semelhantes de velocidades de ondas sísmicas S.

#### 4.4 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM

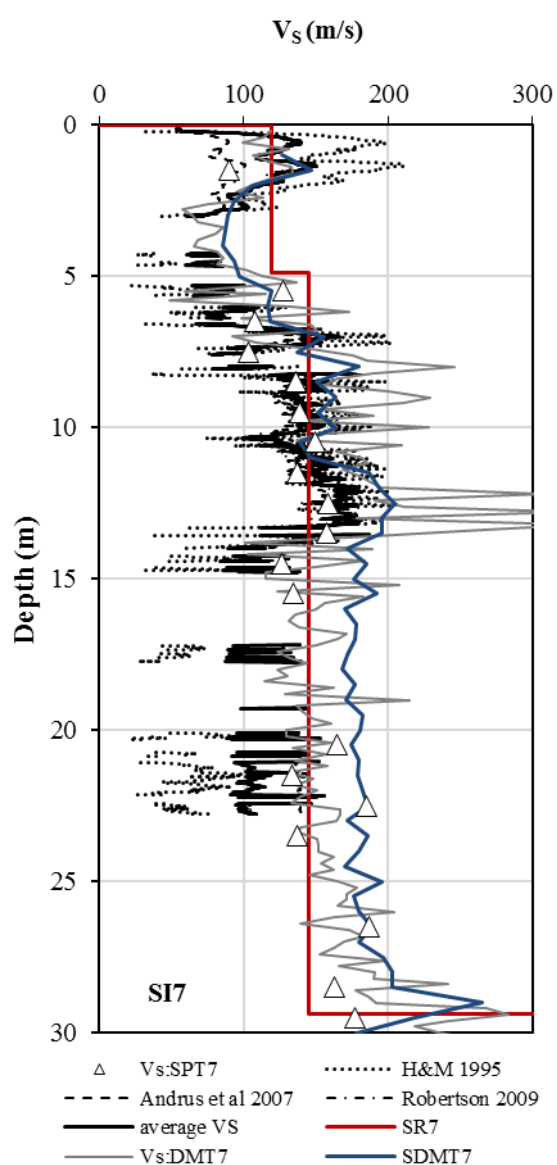
##### 4.4.1 NORMALIZAÇÃO E COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES DAS ONDAS S IN SITU

Assim como para a liquefação, a análise das velocidades das ondas transversais e longitudinais é de enorme relevância para a avaliação da qualidade de amostragem. Esta análise é feita a partir da comparação das velocidades em laboratório com as *in situ*.

No furo 7, foram feitas três análises de velocidade: CPTu, refração sísmica e SDMT. Os resultados das ondas transversais obtidos em cada um dos ensaios encontra-se na Fig. 4.17. Os valores entre ensaios exibem valores bastante semelhantes, o que nos indica que estes valores que foram adquiridos *in situ* revelam alguma fiabilidade. É de notar também que para os dados CPT, os resultados foram analisados segundo três correlações: de Robertson, Andrus e Hegazy e Mayne, com a finalidade de testar se estas correlações se aproximavam entre si e se se aproximam com os outros ensaios realizados. As equações de cada proposta encontram-se no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 - Correlações entre CPT e Vs, Wair et al. (2012)

Proposta	Idade Geológica	Vs estimada (m/s)
Hegazy & Mayne (1995)	Quaternário	$10.1 \log (q_c) - 11.4)^{1.67} (100 f_s / q_c)^{0.3}$
Mayne (2006)	Quaternário	$118.8 \log (f_s) + 18.5$
Andrus et al. (2007)	Holoceno	$2.27 q_t^{0.412} I_C^{0.989} z^{0.033}$
Robertson (2009)	Quaternário	$[10^{(0.55 I_C + 1.68)} (q_t - \sigma'_{v0}) / p_a]^{0.5}$

Fig. 4.17 - Velocidades registradas *in situ* pelo SDMT, CPTu, refração sísmica e SPT de S2 (Ferreira *et al.*, 2018)

Ao analisar a Fig. 4.17, pode-se constatar que a correlação de Hegazy e Mayne (1995) mostra uma maior proximidade ao SDMT e à refração sísmica até à profundidade 17 metros, ao contrário de

Andrus que se aproxima a partir dos 7 metros. Das três, a proposta de Robertson é a que revela resultados mais próximos em toda a profundidade. Podemos verificar também num contexto geral que todos os ensaios possuem resultados muito próximos entre eles, demonstrando deste modo uma evidência bastante forte sobre a credibilidade destes valores.

Quadro 4.11 - Resultados obtidos pelo SDMT *in situ*

Ensaio	Profundidade (m)	e IN SITU	V <sub>s</sub> IN SITU (m/s)
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	6,5	1,002	118
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	7,5	1,066	137
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	7,5	0,965	137
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	9,5	0,898	151
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	11,5	0,967	187
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	13,5	0,849	196
S2_M6_R1_ST <sub>x</sub>	6,5	1,032	118
S2_M7_R1_ST <sub>x</sub>	7,5	0,949	137
S2_M9_R1_ST <sub>x</sub>	9,5	-	-
S2_M11_R1_ST <sub>x</sub>	11,5	0,968	187

Os valores das velocidades *in situ* utilizados para este trabalho serão os valores apresentados pelo SDMT do Quadro 4.11, uma vez que é o ensaio que apresenta valores mais fiáveis pelo facto de ser realizado diretamente em profundidade.

Em seguida, de modo a tornar possível a comparação com as velocidades registadas em laboratório para a avaliação da qualidade, foi necessário normalizar os valores registados pelo SDMT.

Para o processo de normalização, inicialmente optou-se pela função de índice de vazios proposta por Lo Presti *et al.* (1993), anteriormente utilizada por Ferreira *et al.* (2011), mas rapidamente mostrou-se ser pouco apta para este solo.

Após uma nova pesquisa por literatura com solos semelhantes aos das regiões de Vila Franca de Xira e a Norte de Benavente e porque o autor não possuiu o tempo suficiente para criar uma função representativa e característica de cada solo, utilizou como referência a literatura de Mitchell e Soga (2005), que sumarizaram em forma de tabela um conjunto de funções de vazios de vários autores para vários solos. Para este trabalho, escolheram-se as duas funções que mais se adequavam aos solos em estudo, que foram as de Hardin e Richart (1963) e Wichtmann & Triantafyllidis (2004).

Posto isto, compararam-se as velocidades normalizadas utilizando as três funções. Inicialmente pressupôs-se que a função que mais se adequaria ao solo e aos resultados das amostras seria a de Wichtmann & Triantafyllidis (2004) mas constatou-se que a função que mais se adequa é a Hardin e Richart (1963) pelo facto de mostrar valores intermédios em relação às outras duas funções, como se pode verificar pelos Quadros 4.12 e 4.14, por ter sido desenvolvido para areias médias a finas e por se mostrar próximo dos valores do SDMT. Não foi comparado com os valores da refração sísmica pelo motivo de estes valores serem medidos à superfície, não possuindo a mesma eficácia e detalhe que as velocidades do SDMT, que são medidas diretamente e em profundidade.

Quadro 4.12 - Normalização das velocidades *in situ* pelas diferentes funções

Ensaio	Lo Presti					Hardin & Richart		Wichtmann & Triantafyllidis	
	$\gamma$ <i>in situ</i> (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ <i>in situ</i> (kN/m <sup>3</sup> ) ( <sup>o</sup> )	$V_s$ <i>in situ</i> (m/s)	F(e)	$V_s^*$ <i>in situ</i> (m/s)	F(e)	$V_s^*$ <i>in situ</i> (m/s)	F(e)	$V_s^*$ <i>in situ</i> (m/s)
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	14,85	15,4	118	0,998	118,118	0,687	142,385	0,105	364,131
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	14,00	16,0	137	0,920	142,824	0,594	277,754	0,075	499,996
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	14,00	16,0	137	1,048	133,836	0,744	158,792	0,125	387,693
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	17,08	-	151	1,150	140,828	0,857	163,077	0,166	370,355
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	16,75	-	187	1,045	182,924	0,741	217,210	0,124	531,577
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	17,85	-	196	1,237	176,238	0,949	201,178	0,202	436,331
S2_M6_R1_ST <sub>x</sub>	14,85	15,4	118	0,960	120,424	0,642	147,256	0,090	392,786
S2_M7_R1_ST <sub>x</sub>	14,00	16,0	137	1,071	132,377	0,771	156,057	0,134	373,919
S2_M9_R1_ST <sub>x</sub>	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S2_M11_R1_ST <sub>x</sub>	16,75	-	187	1,044	183,057	0,739	217,463	0,123	532,884
NB1_F5_GP5_I2	17,00	-	116	1,195	100,634	0,905	115,601	0,185	255,986

Analisando em maior detalhe o quadro anterior, existe uma coluna de “ $\gamma$  *in situ* (<sup>o</sup>)””. Esta coluna foi acrescentada devido ao facto de o valor calculado pelo CPTu e posteriormente o CLiq ser demasiado baixo, não mostrando muita coerência com o tipo de material existente. Por isso, adotou-se e efetuou-se os restantes cálculos utilizando o maior destes valores das colunas referentes ao peso volúmico.

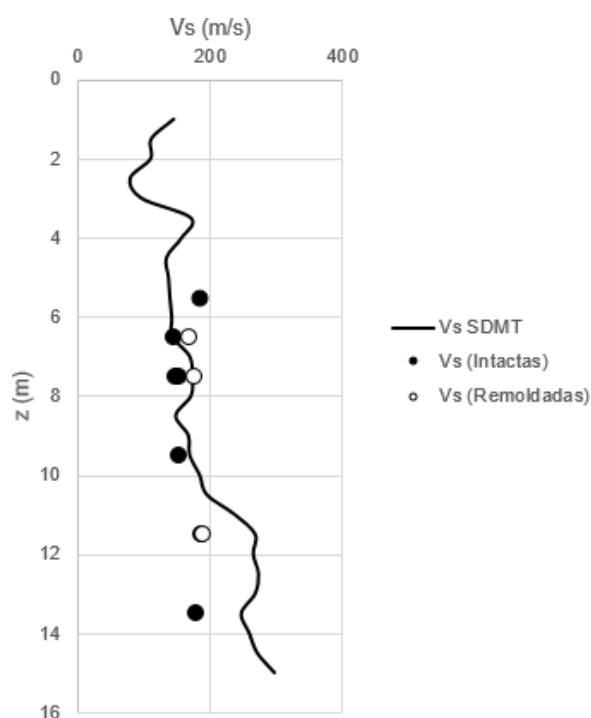
#### 4.4.2 NORMALIZAÇÃO E COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES DAS ONDAS TRANSVERSAIS EM LABORATÓRIO

Uma vez que já foram demonstradas anteriormente as velocidades *in situ* a serem consideradas, de seguida apresentam-se as velocidades registadas em laboratório. Nas análises recolhidas com o amostrador Mazier, as velocidades registadas em laboratório a partir do sistema já exposto no capítulo 3, foram as registadas no Quadro 4.13 e demonstradas pela Fig. 4.18.

Quadro 4.13 - Resultados obtidos em laboratório para os ensaios cíclicos e estáticos

Ensaio	Profundidade (m)	p' (kPa)	e CONSOLIDAÇÃO	V <sub>s</sub> LAB. (m/s)	G <sub>0</sub> (MPa)
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	6,5	50	0,540	144,656	31,388
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	7,5	55	0,694	153,284	35,244
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	7,5	40	0,528	147,077	32,447
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	9,5	65	0,640	152,903	35,069
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	11,5	100	0,738	185,917	51,848
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	13,5	100	0,659	177,800	47,419
S2_M6_R1_ST <sub>x</sub>	6,5	50	0,588	169,700	43,197
S2_M7_R1_ST <sub>x</sub>	7,5	55	0,502	177,420	47,217
S2_M9_R1_ST <sub>x</sub>	9,5	65	-	-	-
S2_M11_R1_ST <sub>x</sub>	11,5	100	0,740	189,610	53,928
NB5_F5_GP5_I2	5,5	55	0,540	270,548	109,794
S1_M5_I2_CT <sub>x</sub> _1(*)	5,5	-	0,630	167,268	49,802
S1_M11_I2_CT <sub>x</sub> _2(*)	11,5	-	0,970	99,250	16,647
S1_M5_R2_CSP2(*)	5,5	-	0,640	175,350	54,731
S1_M5_R2_CSP3(*)	5,5	-	0,630	195,110	67,761
S1_M11_R2_CSP6(*)	11,1	-	0,670	196, 52	68,743

(\*) Resultados analisados a partir dos dados de Alves (2017)

Fig. 4.18 - Velocidades registadas tanto *in situ* como nas amostras intactas e remoldadas para o furo S2

Podemos verificar que grande parte dos valores obtidos em laboratório aproximam-se muito dos valores registados pelo SDMT, com a exceção das amostras às profundidades 11 e 13, que revelam

alguma distância aos registados *in situ*. Uma vez registadas as velocidades em laboratório e de modo a proceder à comparação das velocidades *in situ*, passou-se para a normalização das velocidades registadas em laboratório, dando continuidade à função de índice de vazios utilizada para os valores *in situ*.

Quadro 4.14 - Normalização das velocidades medidas em laboratório pelas diferentes funções

Ensaio	$V_s$ Lab. (m/s)	Lo Presti		Hardin & Richart		Wichtmann & Triantafyllidis	
		F(e)	$V_s^*$ Lab. (m/s)	F(e)	$V_s^*$ Lab. (m/s)	F(e)	$V_s^*$ Lab. (m/s)
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	144,656	2,150	98,657	1,686	111,418	0,527	199,321
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	153,284	1,481	125,957	1,183	140,901	0,299	280,489
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	147,077	2,213	98,867	1,725	111,991	0,545	199,169
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	152,903	1,537	123,344	1,233	137,723	0,320	270,350
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	185,917	1,399	157,196	1,108	176,606	0,267	360,012
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	177,800	1,582	141,373	1,271	157,701	0,337	306,402
S2_M6_R1_ST <sub>x</sub>	169,700	1,062	121,153	1,562	135,791	0,468	247,938
S2_M7_R1_ST <sub>x</sub>	177,420	1,920	128,027	1,533	143,303	0,455	263,021
S2_M9_R1_ST <sub>x</sub>	-	-	-	-	-	-	-
S2_M11_R1_ST <sub>x</sub>	189,610	1,388	160,940	1,098	180,943	0,262	370,121
NB1_F5_GP5_I2	185,538	1,968	133,116	1,558	148,654	0,470	270,548

Já com os valores calculados, a partir destes valores, comparou-se pela Fig. 4.19 as velocidades *in situ* com as medidas em laboratório.

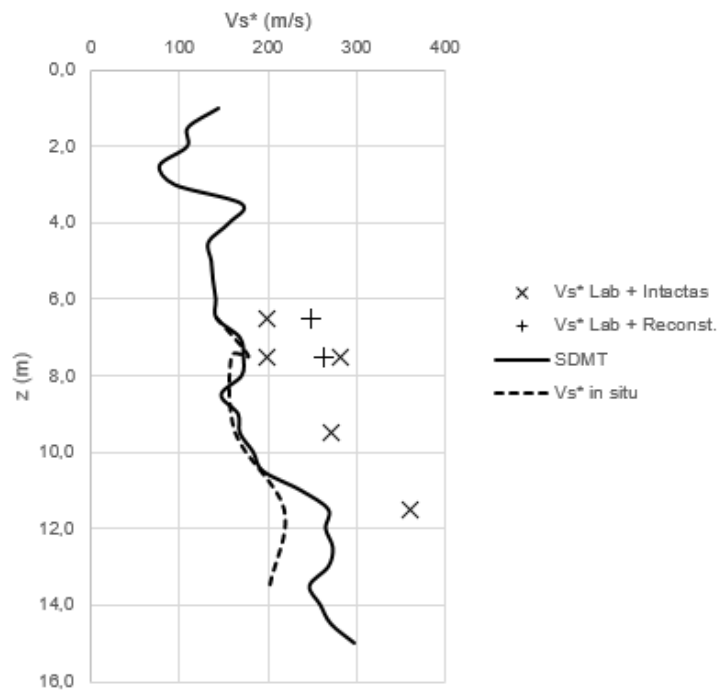


Fig. 4.19 - Comparação das velocidades normalizadas em laboratório e *in situ* (S2)

Pode se verificar que os resultados em laboratório normalizados se encontram bastante semelhantes aos valores registrados em laboratório, mostrando assim alguma coerência.

Com estes resultados poderemos posteriormente passar ao passo seguinte, à avaliação da qualidade das amostras que deverá obedecer a um conjunto de critérios, como explicado anteriormente.

#### 4.4.3 AVALIAÇÃO DA QUALIDADE

De modo a dar seguimento ao que foi explicado no capítulo 2, a avaliação da qualidade será dividida de acordo com a organização estipulada nesse mesmo capítulo.

##### 4.4.3.1 Inspeção visual da amostra

No geral as amostras ensaiadas, poucas foram as que apresentaram danos e/ou perturbações.

Como Hight (2000) expôs, a inspeção visual permite a identificação de perturbações do solo originadas, por exemplo, pelo amostrador. Nas amostras que foram ensaiadas, temos o exemplo do solo da base do *liner* à profundidade a 6 metros, que como demonstra a Fig. 4.20, apresenta danos consideráveis no seu perímetro provindos do amostrador Mazier. Esta amostra de solo não foi posteriormente ensaiada, tendo apenas sido ensaiada a parte supostamente sã do *liner*, isto é, aproximadamente a meio do tubo.



Fig. 4.20 - Perturbações na amostra do *liner* a 6 metros

Outra particularidade desta profundidade foi a enorme intercalação de solos demonstrada na Fig. 4.21.





Fig. 4.21 - Intercalação de solos a 6 metros

#### 4.4.3.2 Medição das deformações durante a reconsolidação

Seguindo a metodologia de Lunne *et al.* (1997), avaliou-se a qualidade pela variação volumétrica resultando nos valores do Quadro 4.15 e no gráfico da Fig. 4.22. Alguns valores de Alves (2017) não foram analisados por falta de dados.

Quadro 4.15 - Índice de vazios durante a reconsolidação das amostras para S1, S2 e NB1 (adaptado de Ferreira, 2003)

Ensaio	$\Delta e/e_0$	$\varepsilon_v$ (%)	Qualidade
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	0,03	0,98	Muito Boa a Excelente
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	0,06	2,58	Boa a Média
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	0,03	0,84	Boa a Excelente
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	0,11	4,44	Fraca
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	0,04	1,92	Boa a Média
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	0,06	2,29	Boa a Média
S2_M6_R1_ST <sub>x</sub>	0,01	0,49	Muito Boa a Excelente
S2_M7_R1_ST <sub>x</sub>	0,17	3,66	Muito Fraca
S2_M11_R1_ST <sub>x</sub>	0,05	2,03	Boa a Média
NB1_F5_GP5_I2	0,08	0,71	Fraca
S1_M5_I2_CT <sub>x</sub> _1(*)	0,02	-	Muito Bom a Excelente
S1_M11_I2_CT <sub>x</sub> _2(*)	0,08	-	Fraca
S1_M5_R2_CSP2(*)	0,07	-	Boa a Média
S1_M5_R2_CSP3(*)	0,03	-	Muito Bom a Excelente

(\*) Resultados analisados a partir dos dados de Alves (2017)

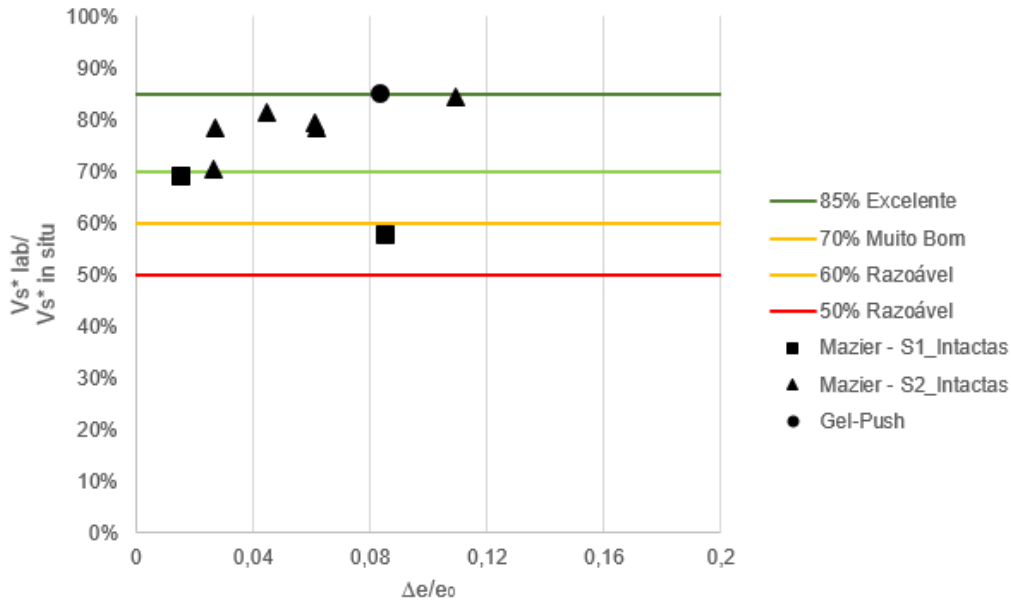


Fig. 4.22 - Avaliação da qualidade segundo Lunne *et al.* (1997) (adaptado de Ferreira, 2003)

Ao analisar os resultados obtidos para cada amostra, pode-se verificar a relativa aleatoriedade dos mesmos, evidenciado deste modo que a proposta de Lunne *et al.* (1997) revela ser menos adequada para solos com comportamentos arenosos, como é o caso destes solos em concreto. Apesar deste método ter em conta o índice de vazios, um parâmetro bastante direto e sistematicamente afetado pelas perturbações que poderão ocorrer durante a amostragem e uma vez tratar-se de um material essencialmente arenoso e por isso bastante influenciável pelo índice de vazios, esta metodologia não foi possível ser verificada para este tipo de solos.

#### 4.4.3.3 Comparação das velocidades de ondas sísmicas em campo e em laboratório

Como ultimo e mais importante ponto desta dissertação, procedeu-se à avaliação das velocidades já normalizadas.

Assim sendo, através da função de e proposta por Hardin & Richart (1963), comparando as velocidades normalizadas *in situ* com as observadas em laboratório, chegou-se aos resultados do Quadro 4.16 e à Fig. 4.23, em que se encontram quantificadas a perda de rigidez gerada pelo processo de amostragem, assim como a qualidade de cada amostra. Pode verificar-se que todas as amostras apresentam percentagens elevadas de qualidade, ganhando maior destaque a amostra de Gel-Push, pela sua presença no limite dos 85%, embora os valores do Gel-Push se tratem de valores preliminares.

Quadro 4.16 - Análise da qualidade das amostras intactas do Mazier e do Gel-Push por Hardin & Richart (1963)

Ensaio	De cada amostra	
	Perda (%)	Qualidade (%)
S2_M6_I1_CT <sub>x</sub>	45,26	78,25
S2_M7_I1_CT <sub>x</sub>	43,90	79,27
S2_M7_I2_CT <sub>x</sub>	48,63	70,53
S2_M9_I1_CT <sub>x</sub>	27,00	84,45
S2_M11_I2_CT <sub>x</sub>	32,27	81,31
S2_M13_I1_CT <sub>x</sub>	29,78	78,39
NB1_F5_GP5_I2	16,18	84,99
S1_M5_I2_CT <sub>x</sub> _1(*)	49,74	68,96
S1_M11_I2_CT <sub>x</sub> _2(*)	44,46	57,62

(\*) Resultados analisados a partir dos dados de Alves (2017)

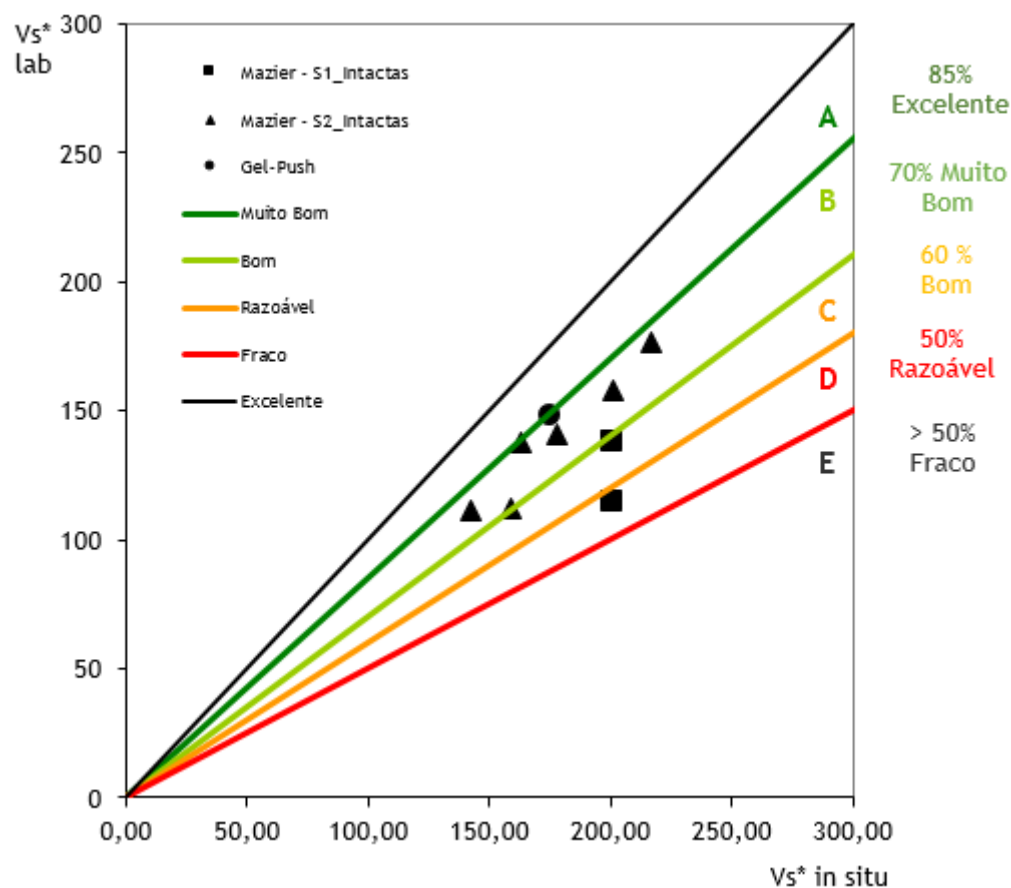


Fig. 4.23 - Velocidades das ondas de corte normalizadas para as diversas amostras utilizando Hardin & Richart (1963) (proposta de classificação adotada por Ferreira, 2001)

Desta análise, conclui-se que a qualidade de amostragem obtida através do amostrador Mazier não variou muito entre os furos de sondagem S1 e S2, tendo registado valores entre 85% a 57%,

correspondendo a classificações entre muito bom e bom. Apesar de profundidades e locais diferentes, o amostrador sendo o mesmo, mostrou coerência de resultados entre as amostras do furo de sondagem.

Por outro lado, a amostra de Gel-Push revelou um nível de qualidade de amostragem bastante elevado, podendo afirmar-se que este amostrador aparenta ser eficaz na recolha de amostras de qualidade dos solos arenosos, apesar de ser essencial a análise de mais amostras de modo a solidificar esta verificação. Em comparação com as amostras recolhidas com o Mazier, a qualidade da amostra de Gel-Push é claramente superior.

Relativamente às amostras reconstituídas, constatou-se que a comparação das velocidades das ondas normalizadas em laboratório com as *in situ* é semelhante à das amostras intactas, o que pode também ser verificado através da correspondência entre os tipos de amostras, que se resume no Quadro 4.17.

Quadro 4.17 - Grau de qualidade entre amostras intactas e remoldadas

Ensaio	Da remoldada para a intacta	
	Perda (%)	Qualidade (%)
S2_M6_R1_STx	14,758	85,242
S2_M7_R1_STx	15,353	84,647
S2_M9_R1_STx	-	-
S2_M11_R1_STx	1,947	98,053
S1_M5_R2_CSP2	4,61	95,39
S1_M5_R2_CSP3	14,27	85,73

Para além da comparação das ondas *in situ* com as de laboratório, foi feita uma análise sobre a correspondência entre as amostras reconstituídas com as amostras intactas. É possível observar que, no geral, todas as amostras reconstituídas apresentam percentagens de qualidade bastante elevadas, demonstrando deste modo que o processo de reconstituição adotado, o *moist tamping*, é capaz, de um modo geral, de reproduzir de forma satisfatória (com valores a rondar os 85%), o arranjo e fábrica da amostra intacta.

## 5

**CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS****5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Neste trabalho foram estudadas amostras de areias de duas regiões, a de Vila Franca de Xira e a de Benavente, mais precisamente do furo S1, S2 e do furo NB1, respetivamente, que no caso da primeira região já foi realizada em trabalhos anteriores a caracterização *in situ*. Neste caso, foi avaliada a suscetibilidade à liquefação das areias e a análise da qualidade das amostras ensaiadas em laboratório.

De forma a avaliar as duas temáticas deste trabalho, para Vila Franca de Xira, foram realizados 6 ensaios triaxiais cíclicos na prensa cíclica em amostras intactas com  $K_0=1$  (consolidação isotrópica), retiradas diretamente dos *liners* em PVC provenientes do Mazier, 4 ensaios triaxiais estáticos na câmara *stress-path* com amostras reconstituídas a partir do solo das amostras intactas (após ensaio na prensa cíclica), e 6 análise granulométricas com a finalidade de obter a sua distribuição granulométrica e conteúdo de finos e os respetivos pesos volúmicos das partículas sólidas.

Relativamente ao processo de escolha das profundidades para a análise de suscetibilidade de liquefação, esta teve por base os ensaios CPTu realizados anteriormente a este trabalho, sendo que, com base nestes trabalhos confirmou-se a sua suscetibilidade.

Todos os ensaios, cíclicos e estáticos, seguiram a sua respetiva metodologia de execução, variando dos cíclicos para os estáticos, uma vez os cíclicos trataram de amostras intactas e os estáticos de amostras reconstituídas pelo método de *moist-tamping*. Ambos os processos de preparação de amostras tiveram os seus desafios. No caso das intactas, algumas das amostras mostraram visualmente muitas intercalações de finos com material granular, enquanto outras se apresentavam extremamente húmidas, causando dificuldades na preparação e montagem. A presença de finos dificultou por vezes a fase da percolação e de saturação, tendo alguns ensaios demorado mais do que era expectável, atrasando por vezes o decurso normal dos ensaios. Apesar desta presença de finos, todas as amostras mostraram suscetibilidade à liquefação (umas por liquefação sísmica e outras por mobilidade cíclica), a partir de uma consolidação isotrópica. Esta opção de reproduzir uma consolidação isotrópica parte do princípio de que, apesar de ser menos representativa na perspetiva do estado de tensão de repouso *in situ*, permite a aplicação de extensões no provete, expectáveis no caso de uma ação sísmica. Ao optar por uma consolidação anisotrópica, a amplitude da força seria sempre inferior à força vertical de consolidação, pelo que o carregamento seria deste modo sempre em compressão. De modo a garantir a plena aplicação de extensões no provete, foi necessária uma adaptação da placa de topo, com a instalação de um anel de borracha, no qual se instala uma pressão negativa (vácuo) que garante o contacto solidário entre a placa de topo em contacto com o provete e a placa fixa ao pistão durante toda a fase de carregamento.

Já no caso das amostras reconstituídas, como provieram das amostras intactas, também apresentaram a mesma quantidade de finos, atrasando também na câmara *stress-path* o decurso de ensaios. Em algumas amostras diminuiu-se o intervalo de tensões entre a *cell-pressure* e a *back-pressure* de 10 kPa para 5 kPa de forma a “forçar” a saída de todo o ar que estivessem a obstruir a saída de água. No total das 4 amostras remoldadas, apenas 3 deram-se como concluídas. A amostra S2\_M9\_R1\_STx não terminou devido à presença de um pequeno “furo” na membrana, originado possivelmente na fase da preparação. Tratou-se de uma amostra muito complicada de ensaiar, os 5% de teor de água implementado não foram o suficiente para facilitar a montagem do provete. A amostra encontrava-se de tal forma compactada e seca que tornou difícil a colocação dos *bender elements* no topo da amostra. A amostra seguinte foi já implementada com um teor de água de 8%, tornando mais fácil a sua montagem. Relativamente à suscetibilidade de liquefação, apenas uma amostra se mostrou suscetível à liquefação por fluxo, não tendo sido efetuados ensaios nas amostras remoldadas em condições cíclicas por limitações de tempo e de equipamento.

Já para a região de Norte de Benavente, foi analisada uma amostra de Gel-Push através de um ensaio triaxial cíclico na prensa cíclica. Para esta zona, apenas uma amostra foi analisada com o intuito de estudar a qualidade deste revolucionador amostrador devido ao pouco tempo disponível entre meados de dezembro e a entrega desta dissertação. Além disso, visto tratar-se de uma novidade em termos de amostras, foi preciso despende de um tempo de adaptação para todo um processo de aprendizagem e de otimização de recolha de amostras e de preparação para ensaios triaxiais.

Relativamente à qualidade, concluiu-se que todas as amostras se encontravam dentro dos parâmetros definidores de qualidade, apresentando deste modo baixas perturbações causadas no processo de amostragem, ou seja, desde a recolha da amostra *in situ* até ao ensaio em laboratório. Ao comparar-se os valores obtidos entre o amostrador Mazier e o amostrador Gel-Push, concluiu-se também que, apesar do amostrador Mazier permitir a recolha de amostras de boa qualidade de solos essencialmente arenosos, e apesar de apenas se ter analisado uma amostra de Gel-Push, o Gel-Push superou todas as expectativas e as amostras do Mazier.

Embora neste trabalho não ter sido possível o estudo de todos os tipos de amostradores nem implementados todos os métodos de avaliação de qualidade das amostras, é importante o desenvolvimento e a otimização deste novo e inovador amostrador para solos arenosos que minimize a perturbação da amostra que é o Gel-Push.

## 5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apesar de todos os objetivos terem sido cumpridos nesta dissertação, existem ainda alguns assuntos ainda por explorar relativamente aos solos dos campos experimentais de Vila Franca de Xira e do Norte de Benavente, bem como sobre o desempenho do amostrador Gel-Push, que seriam eliminadas através de outros estudos no futuro. Esses desenvolvimentos futuros poderão incluir, nomeadamente:

No primeiro campo experimental, em Vila Franca de Xira:

- Realizar ensaios na prensa cíclica com frequências de carregamento distintas e mais baixas, estudando deste modo a influência da frequência de ciclagem nos resultados dos ensaios já analisado por Tatsuoka *et al.* e Tokie *et al.* (1986).
- Caracterizar, física e mecanicamente, as restantes sondagens para uma melhor caracterização destes solos e a sua suscetibilidade à liquefação;

- Analisar a qualidade da amostragem nos diferentes furos de sondagem realizados, assim como as perdas de qualidade que possam surgir de uma amostra intacta para uma amostra reconstituída do mesmo furo, estudando outros aspectos não abordados neste trabalho, como a influência da percentagem de finos, a consolidação para estados de tensão anisotrópicos (mais próximos da condição *in situ*) e o efeito do tempo (desde a colheita até ao ensaio em laboratório);
- Avaliar a influência das intercalações de solos finos nas camadas arenosas, demonstradas pelo ensaio CPTu, na ótica da avaliação da liquefação;
- Estudo do limite mínimo do peso volúmico adotado pelo CPTu e da correção necessária do parâmetro  $f_s$  dos CPTu, explicado por Robertson (2015).

No 2º campo experimental, a Norte de Benavente:

- Estudar as restantes amostras de Gel-Push, solidificando as suas evidências, demonstradas nesta dissertação, sobre a recolha de provetes de alta qualidade em solos arenosos;
- Efetuar a caracterização tanto física como mecânica de cada amostra Gel-Push;
- Estudar a influência do gel nos procedimentos tanto no momento da recolha da amostra, como para o ensaio dessas mesmas amostras. Comprovar que a quantidade de 0,8% de polímero existente no gel é a indicada para a recolha das amostras, isto é, se existe a possibilidade de melhorar a qualidade da amostra ao alterar a quantidade de polímero existente no momento da recolha de amostras;
- Continuar os estudos na prensa cíclica, consolidando também de modo anisotrópico, podendo deste modo comparar-se com os resultados dos ensaios consolidados isotropicamente;
- Comparar a eficácia do amostrador Gel-Push com outros amostradores para além do Mazier;
- Realizar ensaios de corte simples cíclico, que refletem a verdadeira natureza da liquefação através da ação do corte e rotação das tensões principais.





## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Silva, Joana Marques Saraiva. (2010). *Estudo de Liquefação Estática e Cíclica de um Siltes com Recurso a Ensaios Triaxiais com Bender Elements*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Alves, Francisca Morais Reis Barrigas. (2017). *Suscetibilidade à Liquefação de Solos Arenosos Portugueses: Caracterização In Situ e em Laboratório*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Andrade, Ricardo. (2001). *Amostras Indeformadas - Notas Dispersas. Amostradores e Técnicas de Amostragem*. Comunicação apresentada em Técnicas de Amostragem em Solos e Rochas Brandas e Controlo da Qualidade, Porto.
- Andrus, Ronald D. & Stokoe, Kenneth H. (1999). *A Liquefaction Evaluation Procedure Based on Shear Wave Velocity*. Comunicação apresentada em 31st Technical Memorandum of PWRI 3653, em Tsukuba, Japan.
- Andrus, Ronald D. & Stokoe, Kenneth H. (2000). *Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering no. 126 (11):1015-1025.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., Chung, R. M., & Juang, C. H. (2003). *Guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures*. NIST GCR, 03-854.
- Bagińska, Irena. (2016). *Estimating and verifying soil unit weight determined on the basis of SCPTu tests*. Annals of Warsaw University of Life Sciences – SGGW no. 48 (3):233-242.
- Boulanger, R. W.; Idris, I. M. (2014). *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. University of California At Davis
- Carroll, Roselyn & Michael Long. (2017). *Sample Disturbance Effects in Silt*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering no. 143 (9).
- Castro, Gonzalo. (1969). *Liquefaction of Sands*, Tese de Douroramento, Harvard University, Cambridge.
- Castro, Joana Filipa Araújo. (2015). *Melhoramento de um Solo Arenoso por Ativação Alcalina*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Chaves de Oliveira, Mariana. (2014). *Estudo de Liquefação por Instabilidade de Fluxo de Solos Areno-Siltosos em Laboratório*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Choffat, P., Bensaúde, A. (1912). *Estudos sobre o Sismo do Ribatejo de 23 de Abril de 1909*. Comissão dos Serviços Geológicos de Portugal, Imprensa Nacional, Lisboa
- Chro, Gye-Chun; Dodds, Jake; Santamarina, J. Carlos. (2006). *Particle Shape Effects on Packing Density, Stiffness, and Strength: Natural and Crushed Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering no. 132 (5):591-602.
- Clayton, C.R.I.; Matthews, M.C.; Simons, N. E. (1982). *Site Investigation*. Second Edition, Halsted Press.
- Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. & Simons, N. E. (1995). *Site investigation*. Oxford, England: Blackwell Science.

- Clayton, C.R.I.; Siddique, A.; Hopper, R. J. (1998). *Effects of Sampler Design on Tube Sampling Disturbance - Numerical and Analytical Investigations*. Géotechnique no. 48 (6):847-867.
- Coelho, P. A. L. de F. (2007). *In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations*. Dissertação de doutoramento, Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge.
- Deniz, Remzi Oguz. (2008). *Bender Elements and Bending Disks for Measurement of Shear and Compressional Wave Velocities in Large Sand Specimens*, Dissertação de Mestrado, Northeastern University, Boston Massachusetts.
- Eurocode 8. (2002). *Design provisions for earthquake resistance of structures*. EC8, Final draft, European Prestandard.
- Ferreira, Cristiana; Mendonça, António Ananias; Viana da Fonseca, António. *Avaliação da Qualidade de Amostragem em Campos Experimentais de Solos Residuais de Granito do Porto*. Comunicação apresentada em Actas do 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro no. 1:27 - 38.
- Ferreira, Cristiana Maria da Fonseca. (2002). *Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes*. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Ferreira, Cristiana Maria da Fonseca. (2008). *The Use of Seismic Wave Velocities in the Measurement of Stiffness of a Residual Soil*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Ferreira, Cristiana; Viana da Fonseca, António; Nash, David F. T. (2011). *Shear Wave Velocities for Sample Quality Assessment on a Residual Soil*. Soils and Foundations no. 51 (4):683-692.
- Ferreira, Cristiana; Viana da Fonseca; Saldanha, Sofia; Ramos, Catarina; Amoroso, Sara; Minarelli, Luca. (2018). *Estimated Versus Measured  $V_s$  Profiles and  $V_{s30}$  at a Pilot Site in the Lower Tagus Valley, Portugal*. Comunicação apresentada em 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki
- Fonseca, Marco André Gonçalves. (2009). *Derivação em Triaxial Cíclico de Parâmetros de Estado e de Ação Sísmica que Induziram Liquefação de Areias Dunares num Sismo em Argel - Sensibilidade das velocidades de ondas de corte como índice de risco*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Hight, D. W. (2001). *Sampling Methods: Evaluation of Disturbance and New Practical Techniques for High Quality Sampling in Soils*. Comunicação apresentada em Atas do 7º Congresso Nacional de Geotecnia, em Porto.
- Idriss, I. M.; Boulanger, R. W. (2010). *SPT-Based Liquefaction Triggering Procedures*. University of California At Davis
- Ishihara, K. (1993). *Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes*. Géotechnique no. 43 (3):351-415.
- Ishihara, Kenji; Tatsuoka, Fumio; Yasuda, Susumu. (1975). *Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses*. Soils and Foundations no. 15 (1):30 - 44.
- Ishihara, K.; Tsuchiya, H.; Huan, Y.; Kamada, K. (2001). *Keynote Lecture: Recent Studies on Liquefaction Resistance of Sand-Effect of Saturation*. Comunicação apresentada em 4th International

Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W. D. Liam Finn, em Sand Diego, California.

ISO (International Organization for Standardization). 2000. *Geotechnical Investigation and Testing – Laboratory Testing of Soil – Part 9: Consolidated Triaxial Compression Tests on Water Saturated Soil*. ISO 17892-9:2004. Geneva: ISO.

Jefferies, Mike; Shuttle, Dawn. (2011). *Understanding Liquefaction Through Applied Mechanics*. Comunicação apresentada em 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, em Santiago, Chile.

Ke, Han; Chen, Yun-MIN. (2000). *An improved method of evaluating liquefaction potential with the velocity of shear-waves*. Acta Seismologica Sinica no. 13 (6):679-686.

Kramer, Steven L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc.

Landon, Melissa M.; DeGroot, Don J.; Sheahan, Thomas C. (2007). *Nondestructive Sample Quality Assessment of a Soft Clay Using Shear Wave Velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Marcos, Filipe Afonso Barbosa. (2016). *Estudo do Comportamento Dinâmico de Misturas de Solos com Resíduos de Borracha*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

Marques, Francisco Paes de Vasconcelos Santos. (2011). *Influência de finos não plásticos na resistência à liquefação da Areia de Coimbra: Ensaio laboratorial e modelação numérica*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Marques da Rocha, José Miguel. (2010). *Definição de Condições de Liquefação em Triaxial à Luz da Teoria dos Estados Críticos e Avaliação de Risco por Razão de Velocidades de Ondas Sísmicas Numa Areia Dunar*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

Marto, Aminaton; Tan, Choy Soon; Makhtar, Ahmad Mahir; Yunys, Zurairahetty Mohd & Amaludin, Adriana. (2013). *Undrained Shear Strength of Sand With Plastic Fines Mixtures*. Malaysian Journal of Civil Engineering no. 25 (2):189-199.

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Mitchell, J.K. and Soga, K. (2005) *Fundamentals of Soil Behavior*. 3rd Edition, John Wiley & Sons, Hoboken.

Mori, K; Sakai, K. (2016). *The GP sampler: a new innovation in core sampling*. Australian Geomechanics Society, Sydney Australia.

NP (Norma Portuguesa). 1965. *NP – 83, Solos - Determinação do peso específico das partículas sólidas*, Lisboa.

Pinheiro, André da Silva Andrade (2009). *Avaliação em Laboratório das Condições de Estado que Conduziram a Fenómenos de Liquefação de Areias Dunares no Sismo de 2003 em “Boumerdes”*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

Pinto, Ágata Sofia de Almeida. (2014). *Abordagem à Problemática da Amostragem em Solos Granulares com Envelhecimento Natural Através de Ondas Sísmicas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

- Pyke, R., Seed, H. B., Chan, C. K. (1975). Settlement of Sands Under Multidirectional Shaking. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 101, pp. 379-398, ASCE.
- Rodrigues, Carlos Manuel Gonçalves. Relatório nº30 – Ensaios SCPTu. 2017. Acessível no Instituto Politécnico da Guarda – Laboratório de Geotecnia.
- Robertson, P. K. (1994). *Suggested Terminology for Liquefaction*. In *Proceedings of the 47<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference*, Halifax, N.S. CGS. Sept. pp. 277-286.
- Robertson, P. K. (2010). *Soil Behaviour Type from the CPT: An Update*. 2<sup>nd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '10, Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P. K. & Cabal, K. L. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Gregg Drilling.
- Robertson, P. K.; Wride, C. E. (Fear). (1998). *Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* no. 35:442-459.
- Robertson, P.L.; Woeller, D. J., Finn, W. D. L. (1992). *Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading*. *Canadian Geotechnical Journal*, 29: 686-695.
- Saldanha, Ana Sofia Teixeira. (2017). *Microzonamento de Suscetibilidade à Liquefação. Aplicação a um Caso de Estudo na Região da Grande Lisboa*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Seed, H. Bolton; ASCE, F.; Idriss, I. M.; Arango, Ignacio. (2013). *Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* no. 109: 458-482.
- Seed, R. B; Celtin, K. O.; Moss, R.E.S.; Kammerer, A.M.; Wu, J; Pestana, J.M.; Riemer, M.F.. (2001). *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering and Seismic Site Response Evaluation*. Comunicação apresentada em 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W. D. Liam Finn, em Sand Diego, California.
- Seed, R. B; Celtin, K. O; Moss, R.E.S; Kammerer, A.M.; Wu, J; Pestana, J.M.; Riemer, M.F.; Sancio, R.B.; Bray, J.D.; Kayen, R.E.; Faris, A. (2003). *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework*. Comunicação apresentada em 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, em Long Beach, California.
- Siddique, A. (1990). *A Numerical and Experimental Study of Sampling Disturbance*. Tese de Doutorado, Department of Civil Engineering, University of Surrey.
- Siddique, A.; Clayton, C. R. I.; Hopper, R. J. (1999). *The Effects of Varying Centerline Tube Sampling Disturbance on the Behaviour of Reconstituted Clay*. *Geotechnical Testing Journal* no. 22 (3):245-256.
- Soares, Sandra Marisa da Costa. (2015). *Evaluation of Soil Liquefaction Potential Based on Laboratory Data - Major factor and limit boundaries*. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Standard, British. (2006). *Geotechnical Investigation and Testing - Sampling Methods and Groundwater Measurements. Part 1: Technical principles for execution*. ISO 22475-1: 2006.

- Stokoe, Kenneth H. & Santamarina, Carlos. (2000). Seismic-Wave-Based Testing in Geotechnical Engineering. Comunicação apresentada em GeoEng 2000 Conference. Melbourne, Australia, November 2000, pp. 1490-1536.
- Stringer, M.E. & Cubrinovski, M.; Haycock. (2016). *Experience with gel-push sampling in New Zealand*. Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5 – Lehane, Acosta-Martinez & Kelly (Eds). Australian Geomechanics Society, Sydney Australia.
- Tanaka, Hiroyuki. (2000). *Sample Quality of Cohesive Soils: Lessons from Three Sites, Ariake, Bothkennar and Drammen*. Soils and Foundations no. 40 (4):57-74.
- Taylor, Merrick L. (2015). *The Geotechnical Characterisation of Christchurch Sands for Advanced Soil Modelling*. Tese de Doutorado, University of Canterbury.
- Taylor, M.L.; Cubrinovski, M.; Haycock, I. (2012). *Application of new "Gel-push" sampling procedure to obtain high quality laboratory test data for advanced geotechnical analyses*. Comunicação apresentada em NZSEE Conference, em Nova Zelândia.
- Teixeira, Lília Alves. (2015). *Avaliação da Influência da Anisotropia na Rigidez de Solos Estabilizados com Misturas Geopoliméricas*, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca, António. (2013). *Liquefação de Solos à Luz da Mecânica Aplicada*. Geotecnia no. 128:3-35.
- Viana da Fonseca, António; Ferreira, Cristiana. (2002) *Aplicação da Técnica de Bender Elements para Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais*. Comunicação apresentada em Actas do XII COBRAMSEG, São Paulo, Brasil.
- Viana da Fonseca, António; Ferreira, Cristiana. (2002) *Bender Elements: Técnicas Laboratoriais Excelentes para Avaliação de Parâmetros Geotécnicos Referenciais*. Comunicação apresentada em 8º Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, em Lisboa.
- Viana da Fonseca, António; Ferreira, Cristiana. (2001). *Gestão da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais e em Solos Argiloso Moles. Análise Comparativa de Velocidades de Ondas Sísmicas In Situ e em Laboratório*. Comunicação apresentada em 7th National Congress of the Portuguese Geotechnical Society, em Porto.
- Viana da Fonseca, António e Jubert Pineda. (2017). *Getting high-quality samples in 'sensitive' soils for advanced laboratory tests*. Innovative Infrastructure Solutions no. 2 (1):34.
- Viggiani, G & Atkinson, J. H. (1995). *Interpretation of Bender Element Tests*. Géotechnique no. 45 (1):149-154.
- Vilhar, Gregor & Jovičić, Vojkan. (2009). *Measurement and Interpretation of the Small Strain Stiffness of Boštanj Silty Sand*. Acta Geotechnica Slovenica.